



**Escola de Camins**

Escola Tècnica Superior d'Enginyeria de Camins, Canals i Ports  
UPC BARCELONATECH

## Simulación de un ensayo en mesa vibrante de una estructura con dispositivos de disipación sísmica para viviendas de bajo coste

Trabajo realizado por:

**Guillermo Bozzo Fernández**

Dirigido por:

**Jesús Miguel Bairan**

**Luis Miguel Bozzo**

Grado en:

**Enginyeria Civil**

Barcelona, **Octube** 2018

Departament d'Enginyeria Civil i Ambiental

**TRABAJO FINAL DE GRADO**

## **Dedicatoria**

*Dedico la presente tesis a mi padre y co-tutor, Luis Miguel Bozzo,  
y a mi tutor, Jesús Miguel Bairan, por haber sido clave en el  
desarrollo de todo este trabajo.*

## Contenido

<b>1. Introducción</b>	4
1.1. Motivación	4
1.2. Objetivos	5
1.3. Metodología	5
1.4. Contenido del documento	5
<b>2. Estado del conocimiento</b>	6
2.1. Terremotos	6
2.2. Comportamiento estructural frente al sismo	10
2.3. Dispositivos de disipación	12
2.3.1. Diferencia entre disipador y amortiguador	12
2.3.2. Historia de los disipadores	13
2.4. Modelización de estructuras sismoresistentes	19
<b>3. Modelo Físico</b>	22
3.1. Descripción del módulo prefabricado	22
3.2. Materiales considerados	23
3.3. Elementos del módulo	26
3.4. Señales sísmicas	31
3.5. Fases a ensayar	37
<b>4. Modelo numérico</b>	39
4.1. Modelización	39
4.2. Comparación del modelo numérico con y sin disipadores	45
4.2. Correlación numérico-experimental	47
<b>5. Análisis paramétrico</b>	57
<b>6. Conclusiones</b>	65
Referencias	67
Anexos	68

## **1. Introducción**

### **1.1. Motivación**

Perú es un país en vías de desarrollo en el que, hasta la fecha, la autoconstrucción ha estado permitida. Esto ha llevado al país a tener un gran número de construcciones precarias y, desde luego, sin protección antisísmica, dejándolo así con una clara vulnerabilidad a sufrir grandes daños tal y como ha pasado con cada terremoto de alta intensidad. El último gran sismo sufrido en 2007, de 8.0 en la escala de Richter, con epicentro a 150 kilómetros al suroeste de Lima, se saldó con un balance de 597 muertos, 2.291 heridos, 76.000 viviendas totalmente destruidas e inhabitables, y 431.000 personas afectadas. Según las estimaciones del Plan Metropolitano de Desarrollo Urbano Lima y Callao (PLAM 2035), un terremoto de 8.5 grados en la escala de Richter en Lima dejaría aproximadamente 200.000 viviendas destruidas y 150.000 seriamente afectadas. El número de damnificados podría superar los dos millones y los muertos y los heridos se contarían por miles.

Es por este motivo que Perú lleva tiempo buscando soluciones a la precariedad y vulnerabilidad de las viviendas. Una de estas soluciones ha sido propuesta por POSTENSA, una empresa peruana especializada en postensado y diseño sismorresistente con disipadores. En esta solución POSTENSA ha diseñado una edificación que reúne tres elementos fundamentales. Primero, cinco niveles prefabricados, para responder a la necesidad de proponer opciones de bajo coste adaptadas a los recursos del país. Segundo, la realización de forma industrializada. Tercero, y para cubrir el riesgo de sismos, ya que el prefabricado también es vulnerable a éstos, se han instalado disipadores de energía que dejan atrás la estructura flexible prefabricada y logran una estructura flexible-rígida-dúctil que, en definitiva, sea sismorresistente.

Con esta propuesta, POSTENSA, en colaboración y con apoyo del Ministerio de Vivienda del Perú, ha llevado a cabo un ensayo en el que se estudia el comportamiento de un pórtico prefabricado con y sin disipadores frente al sismo con una prueba de mesa vibratoria. De esta forma, se ha analizado si la solución propuesta es viable o no para desarrollar herramientas de modelización y cálculo que permitan predecir la respuesta estructural con precisión. El objetivo de este proyecto es realizar, precisamente, el modelo que permita estudiar esta respuesta estructural, utilizando el software ETABS para poder así correlacionar los resultados empíricos con el modelo analítico.

## **1.2. Objetivos**

1. Desarrollo de un modelo numérico de la estructura a ensayar en laboratorio.
2. Calibración de los parámetros modales entre el modelo numérico y el físico.
3. Comparar el comportamiento sísmico de los modelos físicos y numéricos frente a diferentes señales e intensidades sísmicas.
4. Proponer parámetros para la simulación de viviendas de bajo coste con el tipo de disipador estudiado.

## **1.3. Metodología**

Se ha llevado a cabo un ensayo en la Universidad Católica del Perú para demostrar la utilidad de los disipadores en el diseño sismoresistente. Para dicho ensayo se dispuso de un pórtico equipado con disipadores de energía y una mesa vibrante que lo sometió a diferentes intensidades y señales sísmicas. Una vez conocidos los resultados del ensayo se ha realizado un estudio paramétrico de las condiciones de contorno en la estructura elástica para obtener el modelo con el período que más se ajustase al de la estructura ensayada. Además, se ha realizado otro estudio paramétrico de las propiedades del disipador, considerando un modelo de conector no-lineal de tipo Wen, para poder saber así que propiedades utilizar en el diseño de viviendas con estos disipadores.

## **1.4. Contenido del documento**

Capítulo 1: Introducción

Capítulo 2: En este capítulo se presenta qué es un terremoto y como diseñar estructuras sismoresistentes que puedan soportarlos.

Capítulo 3: En este capítulo se describe la construcción del modelo, su geometría y características de los materiales, además de cómo se ha ensayado.

Capítulo 4: En este capítulo se expone la modelización numérica del ensayo y se comparan las respuestas estructurales con y sin disipador junto con la correlación numérico-experimental.

Capítulo 5: En este capítulo se modifican los parámetros de rigidez inicial, inercia, límite elástico y exponente de plastificación usados en el modelo para poder encontrar los valores que se adapten mejor al comportamiento experimental.

Capítulo 6: En este capítulo se da una valoración de los resultados del análisis paramétrico y se proponen valores para futuras modelizaciones.

## 2. Estado del conocimiento

### 2.1. Terremotos

Los terremotos tienen su origen en roturas bruscas de la corteza terrestre seguidas de la liberación de la energía acumulada en el interior de la tierra. Los principales fenómenos que se producen a lo largo de un terremoto consisten en deformaciones tectónicas y en la emisión y transmisión de ondas a través de la tierra.

#### *Propagación*

En la Figura 2.1.1 puede observarse cómo se propaga la energía sísmica desde el epicentro hasta una estructura dada. Tal y como podemos observar, parte de la energía disipada del terremoto se convierte en ondas sísmicas que se propagan por la tierra siendo reflejadas, refractadas amplificadas o atenuadas hasta llegar hasta el basamento rocoso en forma de excitación  $X_1$ . Las ondas sufren un nuevo filtrado dado por la función de transferencia  $A$  hasta obtener la señal  $X_2$ . La función  $I$  define el fenómeno de interacción suelo-estructura de tal forma que  $X_3$ , obtenida gracias a  $X_2$  e  $I$ , será la excitación en la base de la estructura. Finalmente,  $X_4$  será la respuesta del edificio y se obtiene gracias a la función de transferencia  $D$  del edificio.

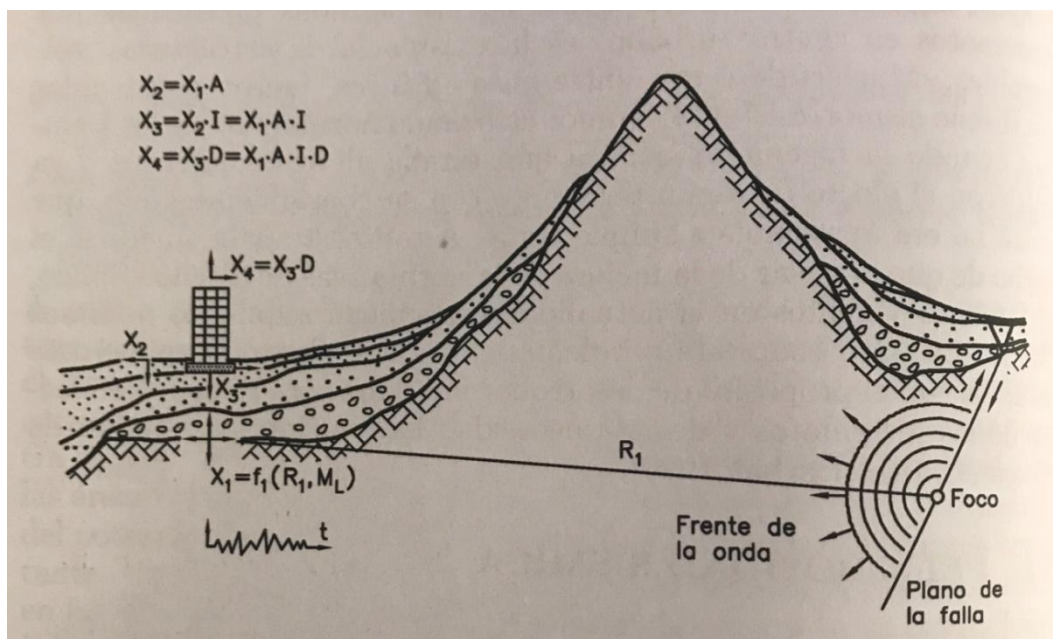


Figura 2.1.1. Propagación de la energía sísmica desde el epicentro hasta la estructura (Bertero 1992)

### *Intensidad y Magnitud*

Con el objetivo de conocer la severidad de los terremotos, surgen los conceptos de intensidad y magnitud. Por un lado, la magnitud fue introducida por Richter en 1935 y caracteriza la energía total de los terremotos. Por otro lado, la intensidad es un parámetro que describe los daños producidos en el terreno, edificios, estructuras... Y, aunque exista un método analítico para calcularla, el más extendido es un procedimiento subjetivo. Por lo tanto, podemos observar que el primer parámetro es una característica propia del terremoto, mientras que el segundo depende del lugar y la forma en que se evalúe.

### *Duración efectiva*

Se define como el lapso en el que la sacudida del sismo se mantiene por encima de un cierto umbral de aceleración, normalmente 0.005g. Otra forma de interpretar la duración efectiva es la dada por Trifunac y Brady (1975) en la que relacionan dicha duración con la máxima energía del movimiento. Para ello utilizan la función de intensidad de Arias, aplicable para valores de interés práctico de la fracción del amortiguamiento crítico entre 2% y 20%, definida por la ecuación (1) y limitan la duración efectiva al tiempo transcurrido desde el 5 al 95% de dicha función.

$$I_a = \frac{\pi}{2g} \int_0^{t_0} a^2(t) dt \quad (1)$$

Siendo:

g= aceleración de la gravedad

a= aceleración del sismo

t= tiempo

### *Potencial destructivo*

Se destacan cuatro condiciones generales que determinan la ocurrencia de un desastre por terremoto (Bertero 1992):

- **Severidad**
- **Fuente sísmica.** Si el terremoto ocurre a gran distancia del centro urbano no producirá mayores daños
- **Desarrollo económico**
- **Preparación.** Respuesta de la población y medidas de prevención.

A partir de estas cuatro variables podemos conocer el potencial destructivo, siendo mayor cuanto mayor y más cercano al centro urbano sea el sismo, cuanto más desarrollo y mayor población haya y cuanto menor sea el grado de preparación frente a sismos. Por lo tanto, el crecimiento de la población debe ir acompañado de un aumento en la preparación contra sismos para poder contrarrestar el aumento de dicho potencial.

### *Espectro de un terremoto*

Un espectro mide la reacción de una estructura ante la vibración del suelo que la soporta. Hay diferentes tipos de espectros según la reacción que se quiere comparar, ya sea espectro de respuesta de velocidad, deformación, aceleración, entre otros. Este último es el más habitual ya que se relaciona al cortante en la base originado por el terremoto.

Las estructuras reciben la vibración del terremoto en la base y, tal y como se ha explicado anteriormente, esta se transmite al edificio. Si este fuese de rigidez infinita la vibración en la base y en la estructura serían exactamente iguales pero dada la flexibilidad del edificio estas son diferentes.

Normalmente los espectros se generan para estructuras de un grado de libertad pudiendo ser lineales elásticos o no lineales. La ecuación clásica de movimiento para un sistema de un grado de libertad lineal elástico se expresa según:

$$M\ddot{u}(t) + C\dot{u}(t) + Ku(t) = -M\ddot{u}_g(t) \quad (2)$$

Siendo:

M: Masa

C: Amortiguamiento

K: Rigidez

$u(t)$ : Desplazamiento relativo al suelo

$\ddot{u}_g(t)$ : Señal sísmica

Dividiendo esta ecuación por la masa se obtiene:

$$\ddot{u}(t) + \frac{C}{M}\dot{u}(t) + \frac{K}{M}u(t) = -\ddot{u}_g(t) \quad (3)$$



Siendo  $\frac{C}{M} = 2\rho\omega$  y  $\frac{K}{M} = \omega^2$ , donde  $\omega$  es la frecuencia circular, relacionada con el período y  $\rho$  es el porcentaje de amortiguamiento crítico. Por lo tanto, la respuesta de un sistema con un grado de libertad lineal elástico y, para un determinado registro sísmico, requiere únicamente de estos dos parámetros.

En las siguientes imágenes podemos ver el acelerograma y el espectro respectivo para el terremoto de 1974 en Perú, considerando un 2% de amortiguamiento en la estructura.

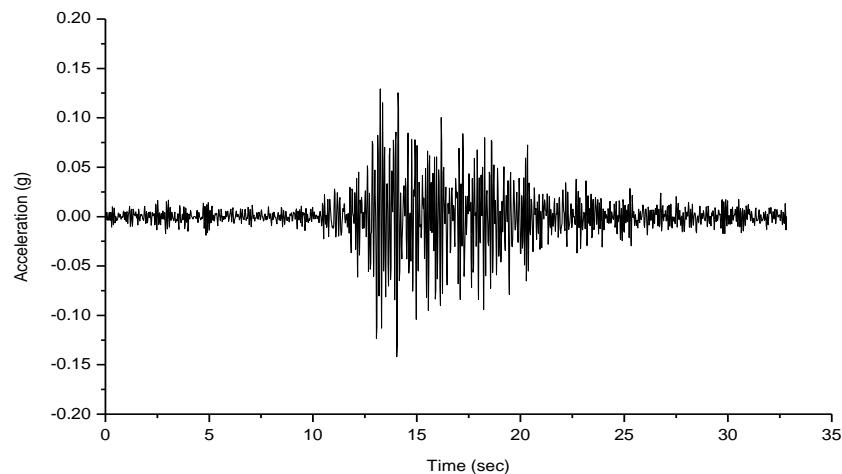


Figura 2.1.2. Acelerograma aceleración vs tiempo para la componente EW del sismo de Perú de 1974

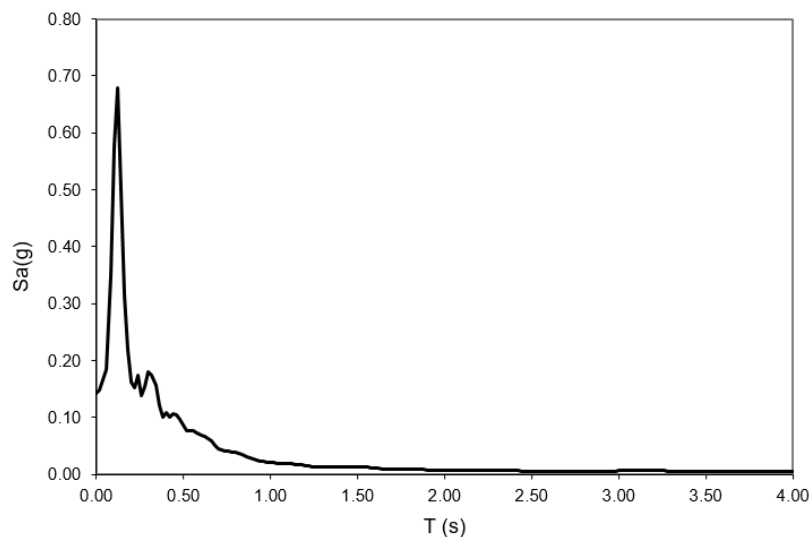


Figura 2.1.3. Espectro de respuesta lineal elástico de aceleraciones para el terremoto de 1974 (componente EW)

En esta gráfica se aprecia que los picos máximos de aceleraciones espectrales se producen para la zona de períodos cortos, es decir, inferiores a un período de 0.5s.

Esta respuesta estructural es típica para registros en suelos muy firmes como es el caso del centro de Lima. Si el suelo fuese blando, los picos se encontrarían en el rango de 1-3s de período tal y como se puede ver en la siguiente figura que es un ejemplo de registros en México DF.

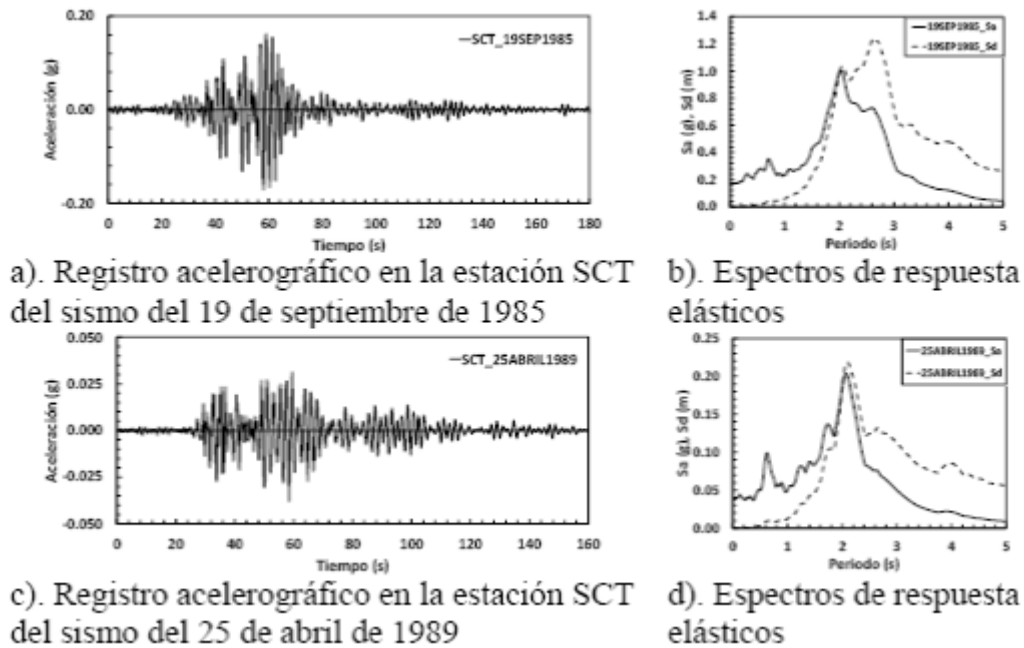


Figura 2.1.4. Acelerograma y espectro de dos terremotos en Mexico DF.

## 2.2. Comportamiento estructural frente al sismo

### *Fallo frágil o dúctil*

Se define la ductilidad como la capacidad de un material, una sección o una estructura de deformarse sin romperse. En la Imagen 2.2.1 se observa que para una estructura de un grado de libertad en el punto A se alcanza su resistencia pero la mantiene constante hasta el punto B que es su desplazamiento máximo. En una estructura frágil, una vez alcanzado el punto A, o poco después, se daría una pérdida súbita de resistencia.

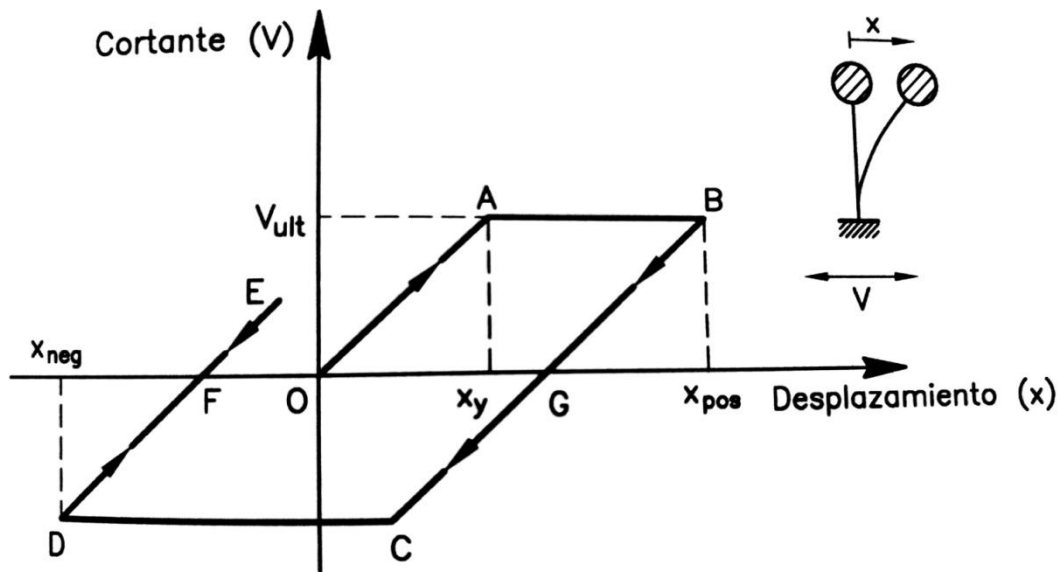


Imagen 2.2.1. Modelo de un grado de libertad para un sistema elastoplástico

Un objetivo básico del diseño sismoresistente es evitar un fallo frágil que provoque la pérdida brusca de capacidad portante. Dentro de ciertos límites, cuanto mayor sea la ductilidad de la estructura más se podrán reducir las cargas sísmicas, reduciendo así también su coste.

El fallo frágil más común es el fallo por cortante, un ejemplo claro de dicho fallo se da en vigas o columnas de poca longitud. Esto es debido a que estos elementos presentan mucha más rigidez que otro de similares características pero de mayor longitud y por tanto el cortante es mayor. Una posible solución podría darse reduciendo el refuerzo longitudinal de la viga de manera que se asegure el fallo por flexión y no por cortante.

Aún así, la interacción con el suelo es de gran importancia ya que se observa un mayor daño en estructuras flexibles cuando las condiciones locales del suelo corresponden a un suelo blando y, por lo contrario, cuando hay condiciones de suelo firme las estructuras rígidas sufren mayor concentración de daño. Por ejemplo, las condiciones del suelo de Lima son muy rígidas por lo que es recomendable el uso de estructuras aporticadas que no son sólo más económicas sino que también más dúctiles y flexibles que las de muros de corte, limitando la flexibilidad lateral del pórtico para asegurar la prevención de daños en los elementos estructurales. Se ha podido comprobar la utilidad de este sistema durante los terremotos del 1966, 1970 y 1974 aunque en la actualidad son las estructuras utilizadas son con muros de corte ya que la norma fija el desplazamiento entre pisos y estos dan mejor resultado.

## 2.3. Dispositivos de disipación

### 2.3.1. Diferencia entre disipador y amortiguador

Considerando de nuevo la ecuación 2, los dispositivos disipadores dependientes de los desplazamientos involucran o actúan sobre el tercer término, el  $K_u(t)$ , mientras que los dependientes de la velocidad o amortiguadores, con el segundo término, el  $C_u$ . Entre ambos dispositivos hay varias diferencias significativas, cabe destacar que los amortiguadores requieren o un amortiguamiento global muy alto o una velocidad de la estructura alta. De esta forma, podemos ver que los amortiguadores no cambian el periodo estructural mientras que los disipadores, al afectar el término de rigidez, sí lo hacen. Por otra parte, los sistemas dependientes de los desplazamientos pueden empezar a disipar energía desde valores muy bajos de desplazamiento y, en particular, modificar el período estructural debido a su plastificación. En otras palabras, pueden reducir significativamente la amplificación dinámica estructura sismo y, permitir estructuras robustas ante una variedad amplia de señales sísmicas.

Además, los dispositivos dependientes del desplazamiento pueden relacionarse con una mejora o avance del diseño sismorresistente clásico de estructuras basado en la ductilidad y redundancia estructural, ya que permiten reducir de forma significativa las fuerzas inducidas por un sismo severo (Bozzo et al 1999). La reducción de fuerzas en el diseño convencional actual de estructuras acepta implícitamente que la estructura presentará daños cuando ocurra un sismo severo, dado que las fuerzas reales inducidas serán de mayor magnitud a las consideradas en el diseño. Este factor ( $R$ ,  $Q$  u otro de distintas normativas) puede variar entre 2 y 12 según el país y la estructura pero representa la ductilidad global del sistema estructural y la sobre resistencia. Por ejemplo, dado que el ensayo que se estudia en esta tesina es de un pórtico (flexible) con disipadores, según la normativa peruana el factor  $R$  tiene para este caso un valor de 6-8. De esta forma, la estructura trabajará en el rango no lineal con su plastificación total o parcial, creando deformaciones permanentes y, habitualmente, daños en los elementos estructurales y no estructurales (como falsos techos, muros divisorios de mampostería, instalaciones...) en especial, para concreto armado y estructuras flexibles.

En cambio, a diferencia del diseño clásico previamente descrito, los sistemas de disipación de energía por desplazamiento permiten concentrar los daños en ciertos elementos o conexiones que podrán ser fácilmente supervisados y, si es necesario, remplazados. Por lo tanto, estas características hacen que los disipadores mejoren significativamente la resiliencia de las estructuras (la capacidad de las ultimas de volver siendo habitable por los fines para los que se construyeron) ya que, por una parte,

modifican la jerarquía de las resistencias, siendo los disipadores los elementos débiles y, por otra, estos pueden ser reparados con relativa facilidad.

### 2.3.2. Historia de los disipadores

#### *Dispositivos de sección variable*

Teóricamente, cada esfuerzo seccional, ya sea de torsión, flexión, cortante o de fuerza axial, puede emplearse como disipador de energía. El disipador mostrado en la siguiente figura es el más simple de fabricar, la barra puede ser de sección constante o, como en la figura, de sección variable, para optimizar la disipación en su longitud. La barra está empotrada por los dos extremos que, además, es donde se inducen los mayores momentos flectores.

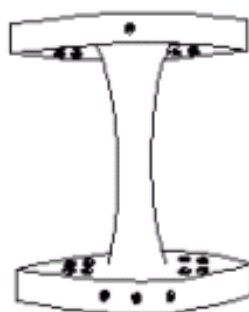


Figura 2.3.1. Dispositivo de sección variable

#### *Disipadores TADAS*

Otro ejemplo de disipador es el conocido como sistema TADAS. Estos dispositivos están formados por un conjunto de placas metálicas, de espesor constante y sección trapezoidal, paralelas entre sí, que se sueldan a una placa base común y las fuerzas actuantes son perpendiculares al plano mostrado. Además, a diferencia del disipador comentado anteriormente, el TADAS está empotrado en la parte superior y articulado en su extremo inferior, de tal forma que las placas se deforman por flexión en curvatura simple. Además, dicha curvatura es uniformemente distribuida y, por consiguiente, la plastificación puede ocurrir simultáneamente en toda la altura de las placas sin concentración de la curvatura (Tsai et al. 1993).

Las siguientes figuras muestran la geometría y los ciclos histeréticos del disipador que, tal y como se puede ver, resultan aproximadamente rectangulares, lo cual lo hace muy eficiente ya que la energía disipada es el área encerrada y es máxima si es rectangular.



Figura 2.3.2. Geometría del TADAS

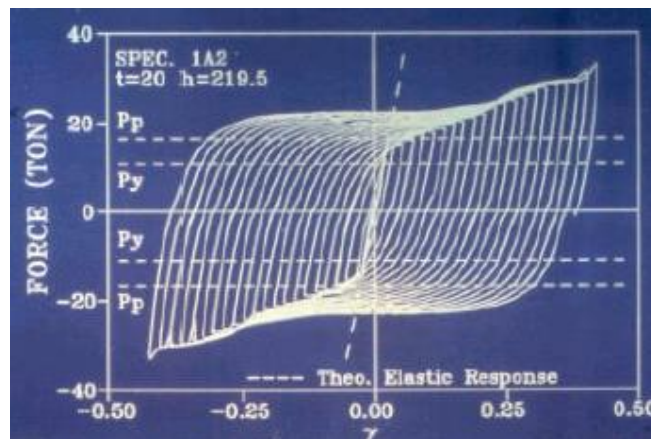


Figura 2.3.3. Comportamiento histerético del TADAS

### *Disipadores ADAS*

Parecido al TADAS se encuentra otro sistema conocido y desarrollado en la década de los 80s denominado ADAS ("Adding damping and stiffness"). Este dispositivo consta de planchas metálicas en forma de X ubicadas en paralelo, tal y como se muestra en las siguientes figuras. La plastificación se produce al mismo tiempo en cada plancha y la variación en altura del número de planchas utilizadas permite optimizar la respuesta estructural. A diferencia del TADAS, cada plancha está empotrada por los dos extremos y su forma en X optimiza la disipación de energía en todo su volumen.

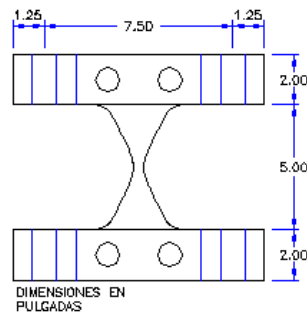


Figura 2.3.4. ADAS

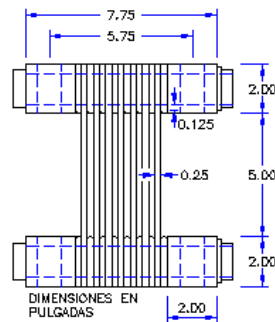


Figura 2.3.5. ADAS

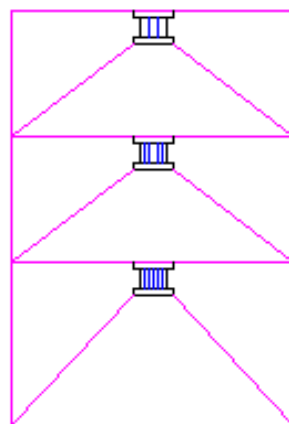


Figura 2.3.6. Ubicación de la conexión en un pórtico

Como se ve en la figura anterior, la ubicación preferente de estas conexiones es en la unión de las diagonales por debajo de las vigas del piso. Aun así, su instalación tiene un amplio abanico de alternativas, por ejemplo, tal y como se ve en la siguiente figura, se pueden ubicar en muros de hormigón armado acoplados. La respuesta histerética típica de estas conexiones es estable y sin degradación significativa después de muchos ciclos de carga tal y como se ve en la figura 2.3.8.

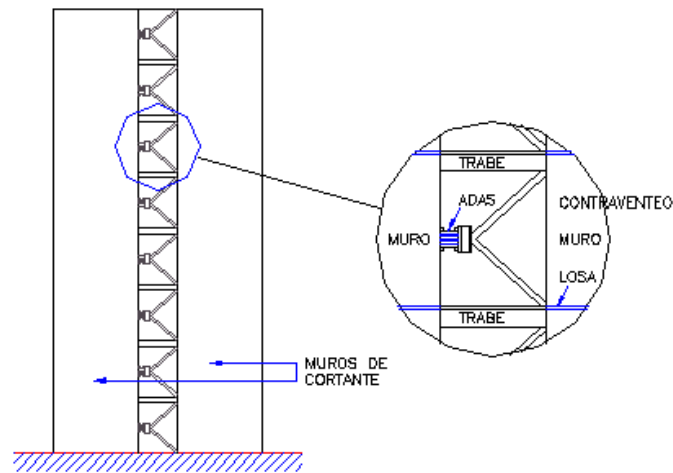


Figura 2.3.7. Ubicación alternativa del dispositivo

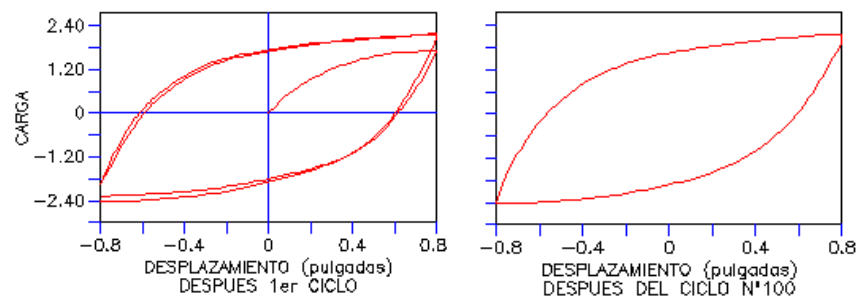


Figura 2.3.8. Primer ciclo de carga vs ciclo número 100.

### Sistema panal

La siguiente imagen es del denominado sistema panal o “honeycomb” que fue estudiado experimentalmente por Kobori et al. 1992. Este dispositivo también presenta ciclos histeréticos muy estables con forma casi rectangular y, aunque su sección transversal es similar a las placas de los dispositivos ADAS, estas están colocadas en dirección perpendicular y unidas entre sí, haciendo que las fuerzas actuantes en este caso sean paralelas al plano mostrado.

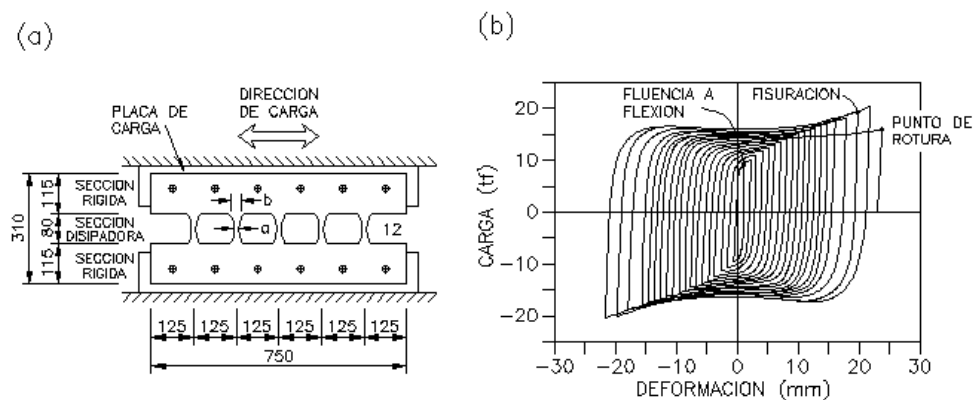


Figura 2.3.9. Disipador tipo panal (honeycomb) y su curva histerética



### *Disipadores Shear-Link*

En el año 2000, Cahis y Bozzo desarrollaron un disipador Shear-Link pequeño para la protección de muros de mampostería. El dispositivo tiene la forma de un perfil metálico vertical con rigidizadores horizontales con tal de evitar problemas de abolladura y está hecho de acero. Cabe destacar que la parte disipativa está formada por fresado, lo que permite que los rigidizadores puedan ser de pequeñas dimensiones y no se tenga que soldar ningún elemento en la zona de plastificación, eliminando así las tensiones residuales que esto generaría (Bozzo, Parte 2, et al 2001).

Más adelante, en la tesis doctoral de Francisco Hurtado 2006, surgió la posibilidad de generalizar el dispositivo anterior para distintas dimensiones y fuerzas de plastificación pero todos disipando energía a partir de pequeños desplazamientos. De esta forma se generalizó el dispositivo y se realizaron seis ensayos experimentales en el laboratorio de ISMES, en Bergamo, Italia, para validar y calibrar los modelos de cálculo evaluando su comportamiento bajo carga monotónica creciente. Como resultado de la investigación, se fijó la altura disipativa en 110mm y se proporcionaron tablas de diseño para distintos anchos del dispositivo, obteniéndose lo que se denominan los disipadores SL de segunda generación con fuerzas de inicio de plastificación entre 13 y 435 kN. En estos dispositivos las conexiones eran atornilladas en ambos extremos con un par de apriete que impedía su deslizamiento vertical y horizontal. Por tanto, a pesar de disponerse de un agujero elíptico para permitir movimiento vertical y disminuir la fuerza axial, el caso es que sí transfería carga axial motivo del apriete.

### *Disipadores SLB*

Finalmente, llegamos al tipo de disipador que se ha usado en el ensayo de esta tesina denominado SLB. Estos dispositivos de disipación de energía por corte tienen la característica de no transferir carga axial estando articulados en uno de sus extremos gracias a una conexión especial intrínseca al propio disipador. Las ventajas y desventajas de no transferir carga axial son las siguientes:

1. Simplicidad de cálculo que permite desacoplar del resto del edificio la respuesta de diagonales o muros con el SLB. Esta característica permite ubicar los dispositivos indistintamente en altura lo cual es una gran ventaja arquitectónica.
2. Se evitan posibles inestabilidades o pandeos producto de la carga axial en el dispositivo.
3. Aunque no transmita carga axial, se espera una cierta fricción en la conexión, permitiendo así un mayor amortiguamiento frente a vibraciones verticales.
4. Al articular el dispositivo en un extremo reduce la energía disipada comparado con un sistema bi-empotrado.

En la siguiente imagen se muestra un dispositivo SLB con su conexión almenada o tipo peine que transmite cortante pero no fuerza axial ni flexión.



Imagen 2.3.1. Disipador sísmico SLB en posición invertida y conexión tipo peine utilizado para el ensayo

La siguiente figura ilustra la ventaja 1 mencionada en el párrafo anterior. Al no transferir carga axial, los dispositivos se pueden analizar y dimensionar de forma independiente (desacoplada) del pórtico global empleando la fuerza máxima ( $F_{max}$ ) que transfiere el dispositivo empleado. Es decir, al no incluir carga axial, el muro desacoplado es isostático y puede ubicarse libremente en planta y en altura permitiendo, por ejemplo, plantas diáfanas en sótanos sin necesidad de recurrir a soluciones inherentemente frágiles como muros discontinuos o “apeados”.

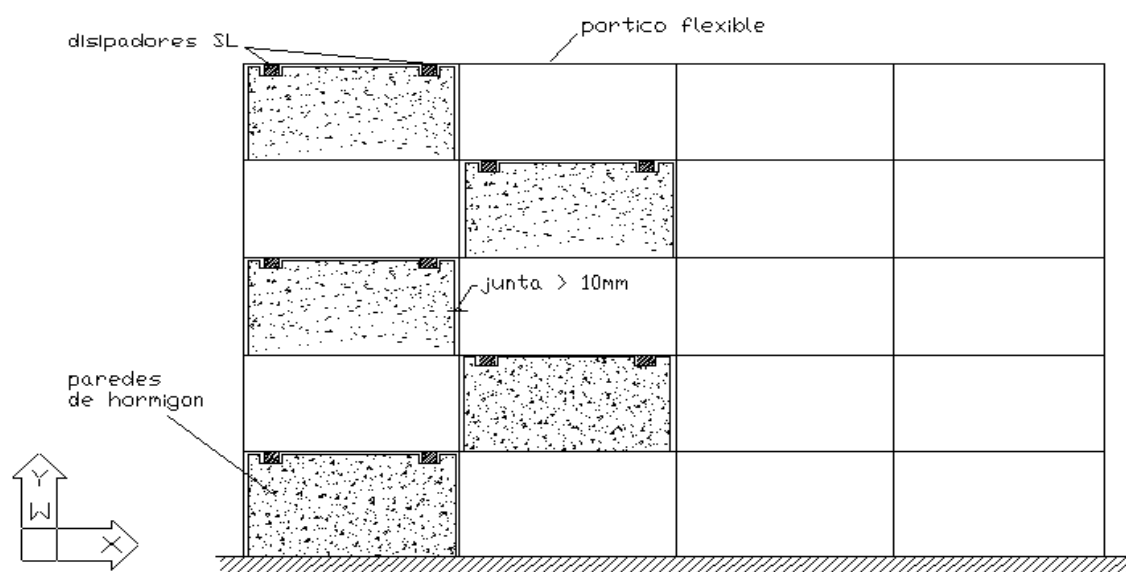


Figura 2.3.10. Muros desacoplados no alienados verticalmente

## 2.4. Modelización de estructuras sismoresistentes

Uno de los objetivos principales del ensayo es validar el uso de modelos numéricos que permitan estudiar con mayor profundidad el comportamiento de los disipadores. Con este fin, se debe modelar dicho dispositivo y, para esta tesina, se ha usado el programa de análisis estructural ETABS. En la siguiente figura se puede ver el modelo de cálculo empleado en el análisis.

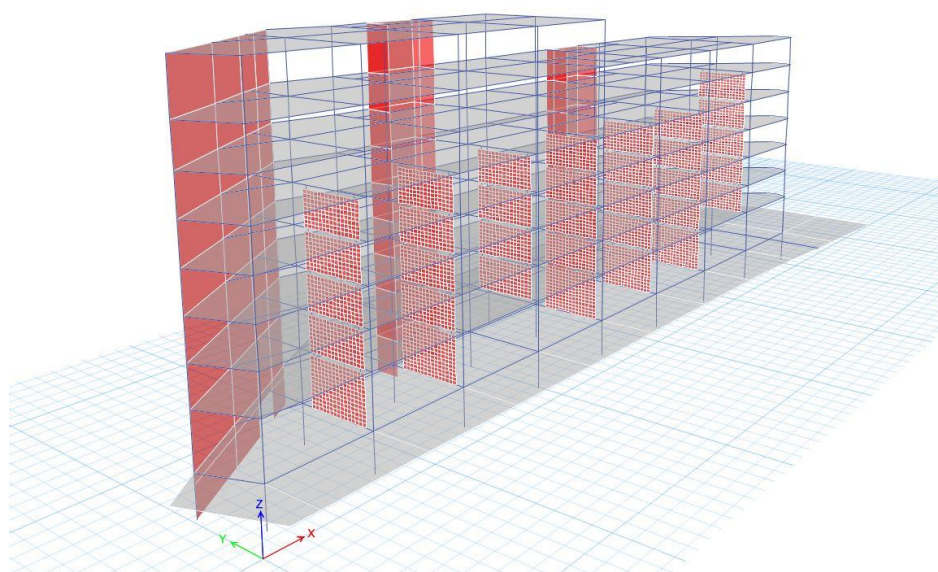


Figura 2.4.1. Modelo numérico de una estructura con disipadores instalados en los muros desacoplados

Cabe destacar que esta parte de la tesina está destinada a la explicación de la modelización sismoresistente, es decir, no se explicará como modelar la estructura sino como modelar los dispositivos de disipación que son las piezas que actuarán de protección para la estructura. Para definir estos dispositivos hay que definir la rigidez elástica ( $K_1$ ), la relación de rigidez para la post-plastificación ( $K_2/K_1$ ), el límite de elástico y el exponente de plastificación. Este último calibra arbitrariamente el modelo de Wen que es el que define el comportamiento histerético del dispositivo. Además, como todos los parámetros excepto el exponente de plastificación son intrínsecos al disipador y conocidos, este será el determinante para definir correctamente el comportamiento del disipador.

En primer lugar, el modelo de Wen permite simular variadas respuestas elastoplásticas como así también bilineales o lineales. Este modelo se compone de una fuerza restauradora que utiliza como variable el desplazamiento, además de una variable adimensional denominada  $z$  (Wen 1980) tal y como se ve en la siguiente ecuación:

$$F_{res}(x, z) = \alpha kx + (1 - \alpha)kz \quad (4)$$

El comportamiento de la variable  $z$  está descrito por la siguiente ecuación diferencial (Wen 1980)

$$\dot{z} = A\dot{x} - \beta z|\dot{x}|z^{n-1} - \gamma \dot{x}|z|^n \quad (5)$$

Siendo:

$A$ : Factor de escala general

$\alpha$ : Proporción entre la fuerza lineal y no lineal

$\beta, \gamma$ : Determinan la forma de la curva

$n$ : Regula la suavidad de la transición entre la región lineal y no lineal.

Cabe destacar que el modelo de Wen puede ser muy útil para representar un comportamiento elastoplástico pero no todos sus parámetros tienen una interpretación clara en el campo de la ingeniería y, por eso, algunos autores han reescrito la ecuación de la fuerza restauradora, adaptando algunos términos de la versión original (Bozzo et al. 1996; CSI et al. 1997):

$$F_{res}(x, z) = \alpha k_i x + (1 - \alpha) f_y z$$

$$\delta_y \dot{z} = A \dot{x} - \beta z |\dot{x}| |z|^{n-1} - \gamma \dot{x} |z|^n \quad (6)$$

Siendo:

$k_i$ : Rigidez inicial (elástica)

$\alpha$ : Relación de rigidez para la post-plastificación ( $K_f/K_i$ )

$f_y$ : Límite elástico

$\delta_y$ : Desplazamiento de plastificación

La ecuación para  $z$  es equivalente al modelo de Wen con  $A=1$  y  $\alpha = \beta = 0.5$  (CSI, 1997). Por lo tanto, el valor de  $n$  es el único arbitrario dentro de la definición del comportamiento del disipador. Este parámetro  $n \in [1, +\infty)$  y, tal y como se ve en la siguiente figura, al aumentar el valor de  $n$ , más dura es la curva de transición. Conociendo esto, al tender  $n$  a infinito la proporción curva se elimina completamente aunque se ha observado que a partir de valores del orden de 20 ya es suficiente.

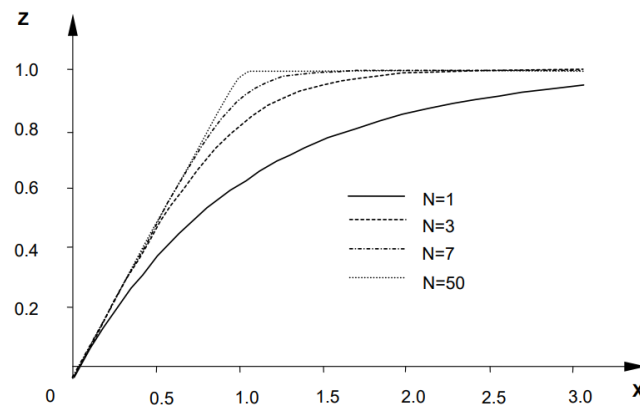


Figura 2.4.2. Comportamiento de  $z$  fijando  $A=1$ ,  $\alpha=\beta=\gamma=0.5$ , y distintos valores de  $n$ .

De esta forma podemos concluir que este parámetro será uno de los que se estudiará en esta tesina y se propondrá el valor que mejor simule el comportamiento del disipador en el ensayo. Comúnmente se utiliza valores de  $n=1$  o  $n=2$  que son los que más suavizan la curva.

### 3. Modelo Físico

El presente ensayo tiene por finalidad comprobar el funcionamiento de una estructura prefabricada flexible con un sistema de disipadores sísmicos y sin dicho sistema de disipadores sísmicos. Comparar sus resultados frente a acciones sísmicas severas y poder establecer las ventajas y desventajas en ambos casos. Los ensayos del módulo prefabricado de concreto armado equipado con y sin disipadores sísmicos, se realizaron en la mesa vibratoria del laboratorio de estructuras antisísmicas de la Pontificia Universidad Católica del Perú (PUCP), en marzo de 2018. Para el diseño y construcción del módulo prefabricado se aplicaron las normas vigentes peruanas E-030 y E-060 (2017) para una construcción convencional de hormigón armado y acero.

Se prevé que con la incorporación de disipadores sísmicos, a una estructura flexible prefabricada, se logrará que esta sea Rígida-Flexible-Dúctil y se le puedan aplicar fuerzas sísmicas severas sin llegar al colapso. Se construyó para ello un modelo fabricado en un lugar apartado y transportado al laboratorio sometiénolo a sismos extremos mediante mesa vibrante y midiéndose aceleraciones, desplazamientos relativos y absolutos, de tal manera de determinar el funcionamiento de la estructura con disipadores sísmicos y comparar el comportamiento de la misma estructura sin un sistema de protección sísmica.

Cabe resaltar que este es el primer ensayo de un módulo íntegramente prefabricado con disipadores sísmicos SLB. Anteriormente sólo se han realizado ensayos de disipadores individuales y sobre muros de concreto, por lo que esta oportunidad será un aporte significativo al desarrollo de estos dispositivos de protección sísmica que servirá de valiosa información para el desarrollo de la nueva norma sobre disipadores sísmicos de discusión próxima. (Nuzzo 2018; Nuzzo et al 2017)

#### 3.1. Descripción del módulo prefabricado

La elección del módulo prefabricado se realizó con la finalidad de ser representativo de las construcciones prefabricadas con disipadores de energía que se podrían construir en Perú. El módulo consta de un grupo de elementos estructurales entre los cuales se tienen zapatas, columnas, vigas, muros, prelosas, vigas y diagonales de acero prefabricados en su totalidad.

La mesa vibradora tiene algunas limitaciones: con respecto al peso, se indicó que este no sobrepasara las 15 toneladas, debido a que es la carga máxima que soporta el puente grúa y también la carga máxima que puede mover la mesa; con respecto a la altura, se indicó que no sobrepasara aproximadamente los 6 metros debido a la carrera del puente grúa. Esta restricción fue la que predominó a la hora de dimensionar los elementos estructurales.

El módulo a ensayar consta íntegramente de elementos prefabricados de hormigón armado los cuales se mencionan a continuación:

1. Cuatro zapatas pre-fabricadas de  $0.75 \times 0.75 \times 0.60$  m
2. Cuatro columnas de  $0.22 \times 0.22 \times 5.30$  m
3. Dos vigas de hormigón de  $0.22 \times 0.40 \times 2.73$  m
4. Dos muros delgados de hormigón de 10 cm de espesor (muros desacoplados)
5. Prelosas prefabricadas de hormigón de 15 cm de espesor (no se usaron puntales)
6. Dos vigas de acero para el apoyo de los muros desacoplados de hormigón.
7. Refuerzo transversal en la dirección del ensayo: dos vigas tubulares de acero y cuatro diagonales tubulares de acero. Las vigas y diagonales tubulares metálicas se unen a las columnas por medio de conexiones articuladas. Es decir, no existe transmisión de momentos flectores en sus extremos.

### 3.2. Materiales considerados

Hormigón:

- Peso específico del hormigón armado:  $24 \text{ kN/m}^3$
- Zapatas, columnas, vigas y prelosas de techo:  $f_c = 28 \text{ MPa}$
- Muros delgados de hormigón. Llamados también muros desacoplados:  $f_c = 35 \text{ MPa}$
- Aditivo reductor de agua de alto rango y superplastificante sin retardo

Acero de refuerzo ASTM A615-GRADO 60:

- Peso específico del acero:  $78.5 \text{ kg/m}^3$

- Límite elástico del acero:  $f_y = 420 \text{ MPa}$

Acero Estructural ASTM A 36:

- Peso específico del acero:  $78.5 \text{ kg/m}^3$
- Límite elástico del acero:  $f_y = 255 \text{ MPa}$

La figura 3.2.1.muestra la planta con las dimensiones del módulo pre-fabricado y el armado de las vigas y columnas de hormigón.

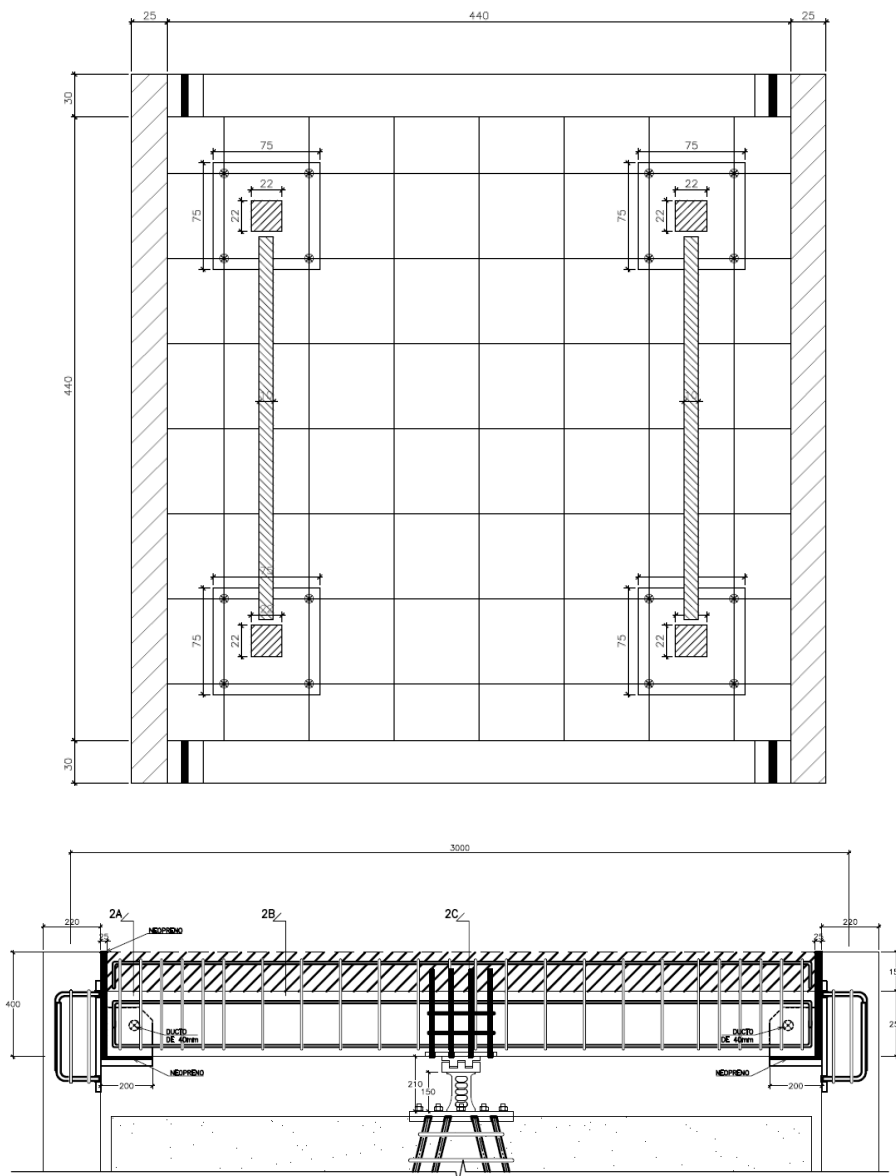
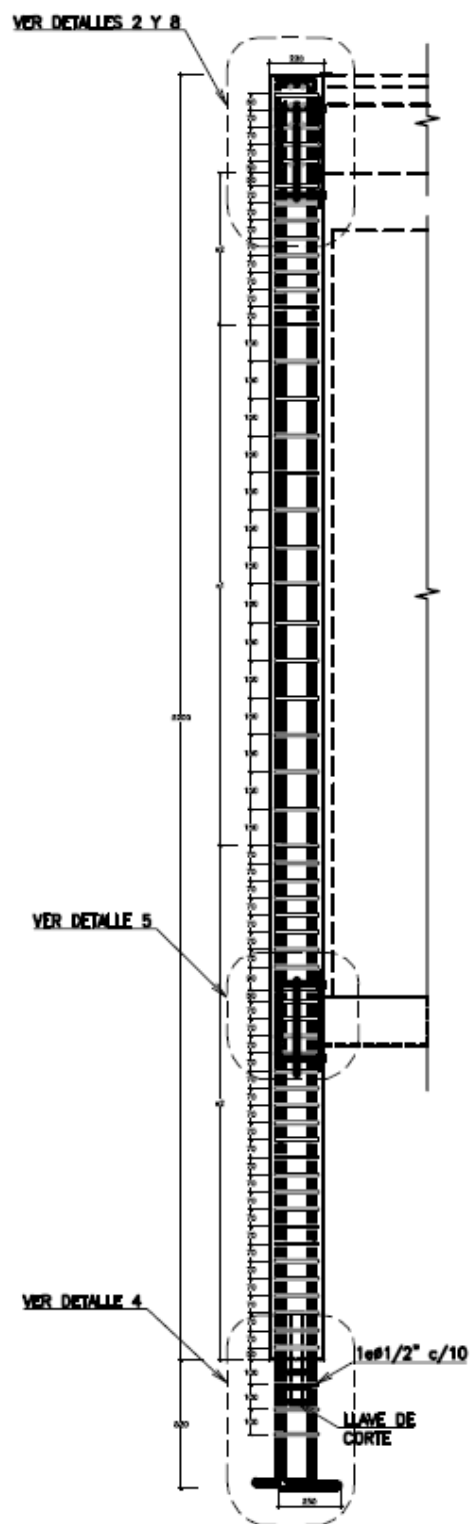


Figura 3.2.1. A. Planta de módulo prefabricado y armado de vigas indicando sus dimensiones. Además, también se puede apreciar la conexión del disipador.





Cuadro de estribos
e1= 1eØ1/2" a 5cm , resto c/8cm
e2= 1eØ1/2" c/15cm
Nota: La ubicación de los estribos también están ubicados en el desarrollo de la columna

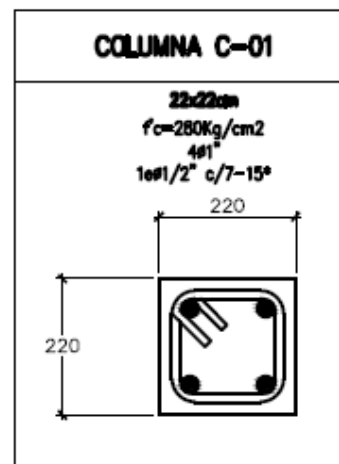


Figura 3.2.1.B. Armado de las columnas indicando sus dimensiones.

La figura 3.2.2 muestra el módulo prefabricado de hormigón armado considerado la disposición de zapatas, columnas y muros desacoplados.



Figura 3.2.2. Módulo prefabrico de hormigón armado y con disipadores sísmicos ubicados en la parte superior de los muros.

### 3.3. Elementos del módulo

#### *Zapatas*

Las zapatas consideradas para el ensayo presentan dimensiones de  $0.75 \times 0.75 \times 0.60\text{m}$  y poseen armadura de refuerzo en su interior. Además, la resistencia del hormigón considerado en el diseño fue de  $f_c = 28\text{ MPa}$ . La figura 3.3.1 muestra una imagen de la armadura típica de las zapatas.

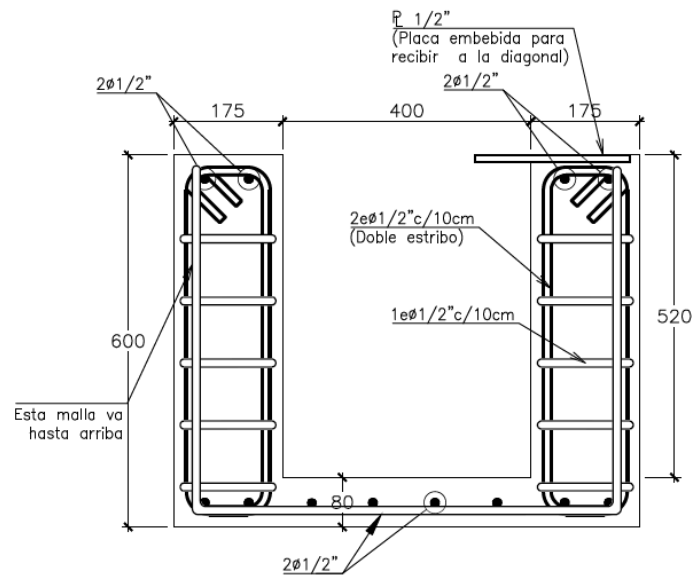


Figura 3.3.1. Armadura de zapatas

### Columnas

Las columnas de hormigón presentan dimensiones de 0.22x0.22x5.30 m y poseen armadura longitudinal y estribos en su interior. La resistencia del concreto considerado en el diseño fue de  $f_c=28$  MPa. La figura 3.3.2 muestra una imagen del armado de columnas (acero longitudinal y estribos) en la etapa de construcción de estos elementos para luego ser unidas con las zapatas.



Figura 3.3.2. Encofrado y colocación de armadura en columnas prefabricadas

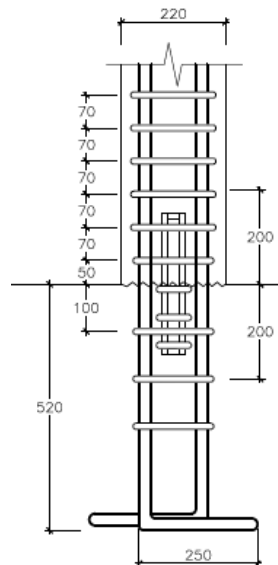


Figura 3.3.3. Detalle de armadura de refuerzo de columnas en su base para unión con zapatas

### *Muros desacoplados*

Se denominan muros desacoplados a los muros estructurales que no están vinculados a la estructura principal y que resisten fuerzas sísmicas. En el módulo prefabricado, los muros desacoplados están separados de las columnas y vigas mediante juntas sísmicas. Se apoyan sobre vigas metálicas en su base, las cuales a su vez están articuladas en sus extremos con las columnas. Es decir, no transmiten momentos y sólo carga vertical a las columnas de concreto.

En la parte superior de los muros desacoplados se colocan los disipadores de energía cuya función es proporcionar ductilidad y capacidad de deformación a la estructura. Las dimensiones de los muros son de 2.70x2.70x0.10 m. La particularidad en el diseño estructural de los muros fue la consideración de armadura diagonal (tipo en V invertida) para mejorar el comportamiento estructural de los muros reduciendo armados dado que la fuerza se transfiere directamente a los soportes. La resistencia del concreto considerado en el diseño fue de  $f_c=35$  MPa.

La figura 3.3.4 muestra el vertido de hormigón para los dos muros desacoplados que conforman el módulo prefabricado. Se colocaron cuatro ganchos en cada muro para que se pudieran levantar y realizar el montaje de estos elementos sobre las vigas metálicas de apoyo.



Figura 3.3.4. Vertido de concreto de alta resistencia sobre los dos muros desacoplados

La figura 3.3.5 muestra la ubicación del disipador sísmico apoyado sobre el muro desacoplado.



Figura 3.3.5. Vista de elevación del disipador sísmico apoyado sobre un muro desacoplado

### Disipadores SLB

Se utilizaron dos disipadores sísmicos con las mismas capacidades de disipar energía, cada uno colocado como unión del centro superior del muro desacoplado con el medio de la parte inferior de viga. Ambos dispositivos tienen una resistencia lateral de 15 kN cada uno. El material de los disipadores es acero estructural tipo ASTM A36 con un valor de límite elástico  $f_y = 253$  MPa, sin embargo, de acuerdo al ensayo realizado en el laboratorio de materiales de la UNI, el límite elástico es de  $f_y = 350$  MPa y este es el valor que se ha utilizado para diseñar el módulo. Las dimensiones del disipador se muestran en la figura 3.3.6.

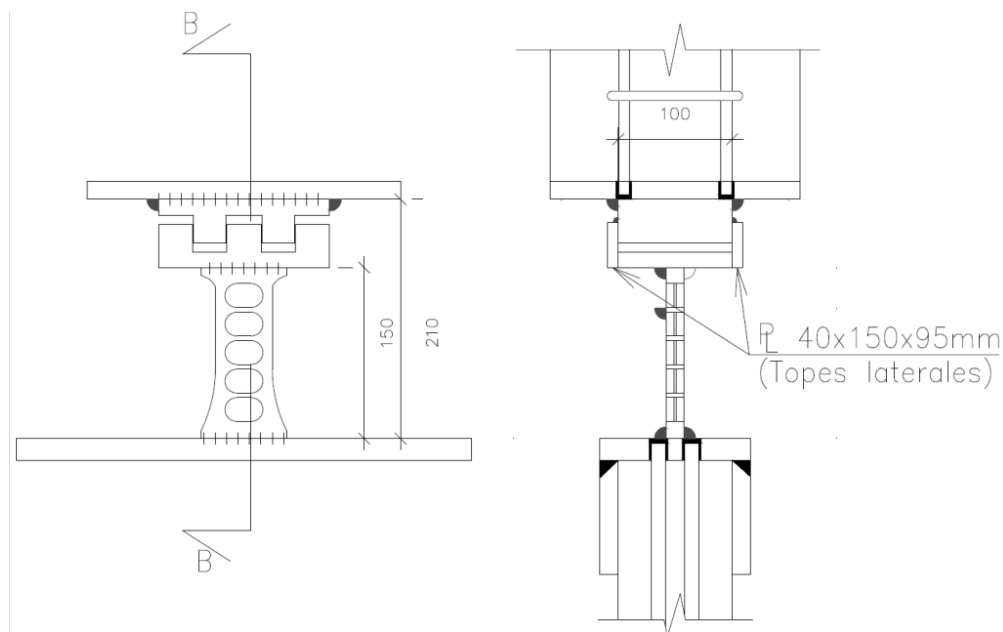


Figura 3.3.6. Dimensiones del disipador sísmico considerado en el ensayo de mesa vibradora

En la figura 3.3.7 se aprecia la conexión del disipador entre el muro desacoplado y la viga de hormigón del módulo prefabricado.

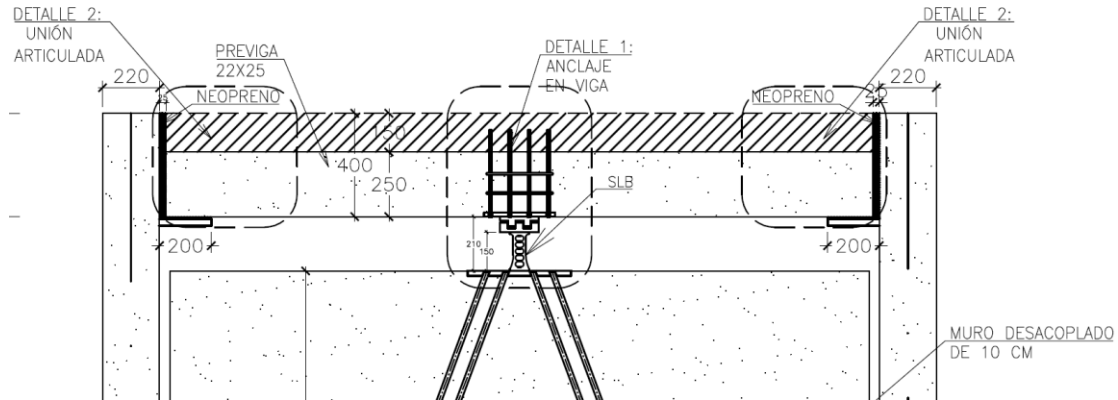


Figura 3.3.7. Conexión de disipador sísmico con viga de hormigón de módulo prefabricado

### 3.4. Señales sísmicas

Las señales utilizadas durante el ensayo corresponden a dos terremotos ocurridos en la costa peruana los cuales produjeron daños considerables a las estructuras de aquel entonces. Estos dos terremotos se escalaron ya que, aunque no es muy habitual una escala tan grande, permitía mantener el contenido de frecuencia. En la tabla 3.3.1 se muestran las aceleraciones máximas registradas para cada componente de la señal sísmica.

Además, para conocer el período fundamental de la estructura con y sin disipadores se hizo un barrido de frecuencias. Este método consiste en aplicar a la estructura un rango de frecuencias previamente definido con tal de que esta entre en resonancia y poder conocer exactamente cuáles son los períodos de la estructura. Para ello se aplicaron cinco ciclos sinusoidales ya que de esta forma se podría ver cuándo empieza la resonancia pero sin llegar a dañar la estructura. Como se puede ver en las siguientes imágenes, para la estructura con disipadores se hizo con frecuencias de 4 a 6 Hz y para la estructura sin disipadores de 1 a 2 Hz y, de esta forma se obtuvo el período fundamental de 0.171s y 0.529s respectivo para cada estructura.

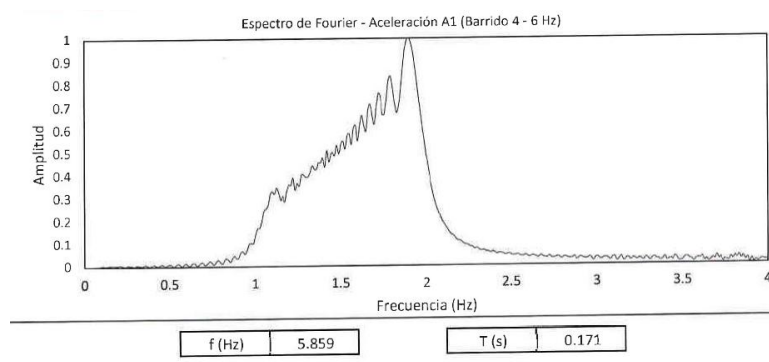


Imagen 3.4.1. Barrido de frecuencias para la estructura con disipador ( $T=0.171s$ )

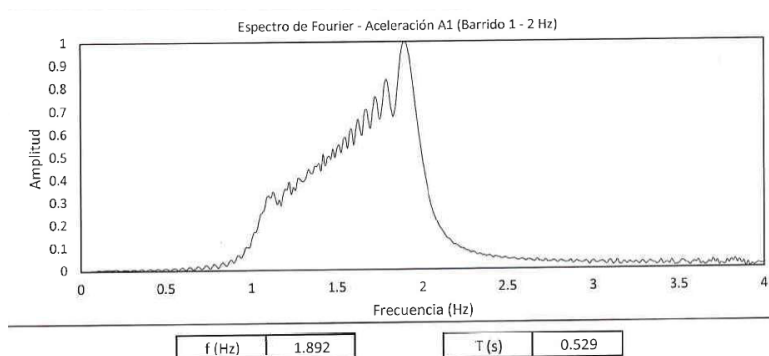


Imagen 3.4.2. Barrido de frecuencias para la estructura sin disipador ( $T=0.529s$ )

De esta forma, ha quedado demostrado empíricamente que al usar los disipadores sísmicos SLB con los muros desacoplados se reduce notablemente el período fundamental de la estructura que, en otras palabras, significa un aumento de su rigidez. El cambio de 0.529s a 0.171s supone una reducción de tres veces del período. Idealmente, hubiera sido conveniente una mayor reducción, pero el peso y la altura de la estructura estaban limitados a las condiciones de la mesa vibrante. De esta forma, se consigue rigidizar la estructura tal y como lo haría el diseño convencional con la instalación de muros, pero con la ventaja de que una vez los disipadores alcanzan el límite elástico y empiezan a plastificar, estos aumentan el período global de la estructura consiguiendo la denominada estructura Flexible-Rígida-Dúctil.

La siguiente tabla muestra las aceleraciones máximas registradas para cada componente de la señal sísmica.



Acelerogramas	Estación	Componente EW	Componente NS
Terremoto del 31 de Mayo de 1970	Parque de la reserva	0.10g	0.10g
Terremoto del 05 de enero de 1974	Zárate	0.14g	0.16g

Tabla 3.4.1. Registros sísmicos considerados para el ensayo

El tipo de suelo donde fueron registrados contiene grava gruesa, densa y canto rodado. Según la norma sísmica peruana E.030 este terreno corresponde a un suelo rígido tipo S1. Esto fue escogido ya que generará un período resonante de rango corto y, conociendo que la mesa tiene una limitación de 0.15m de desplazamiento estamos limitados a registros sísmicos en suelo rígido o medio.

Las siguientes figuras muestran los acelerogramas y espectros utilizados:

Sismo del 31 de mayo de 1970

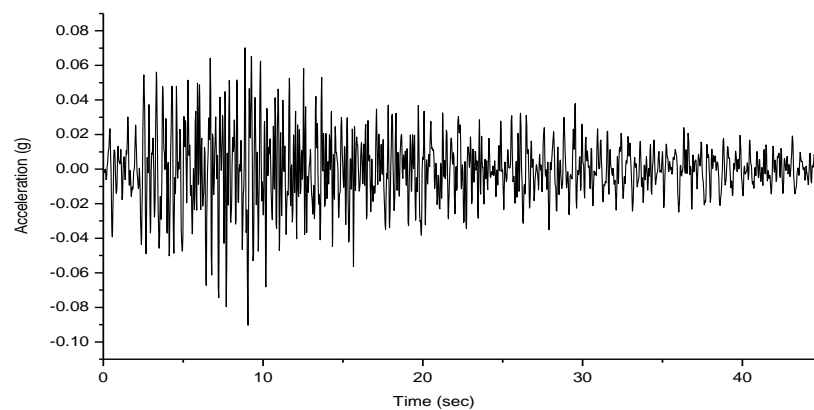


Figura 3.4.1. Acelerograma aceleración vs tiempo para la componente EW (aceleración máxima de 0.1g)

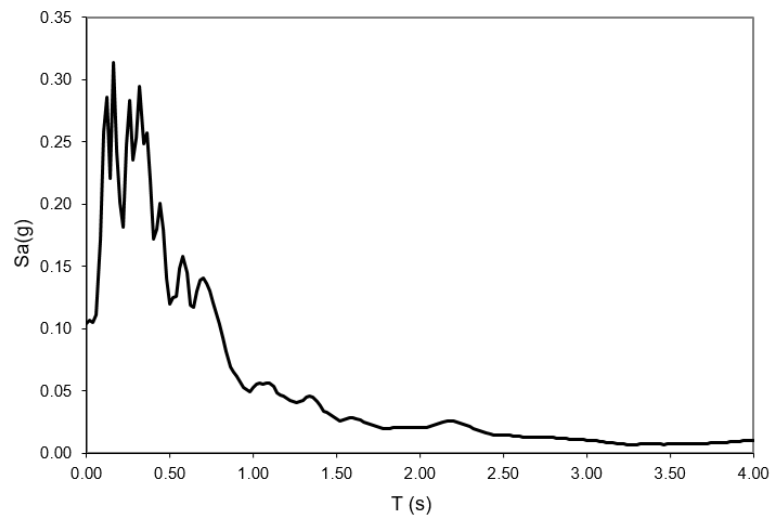


Figura3.4.2. Espectro de respuesta en la componente EW

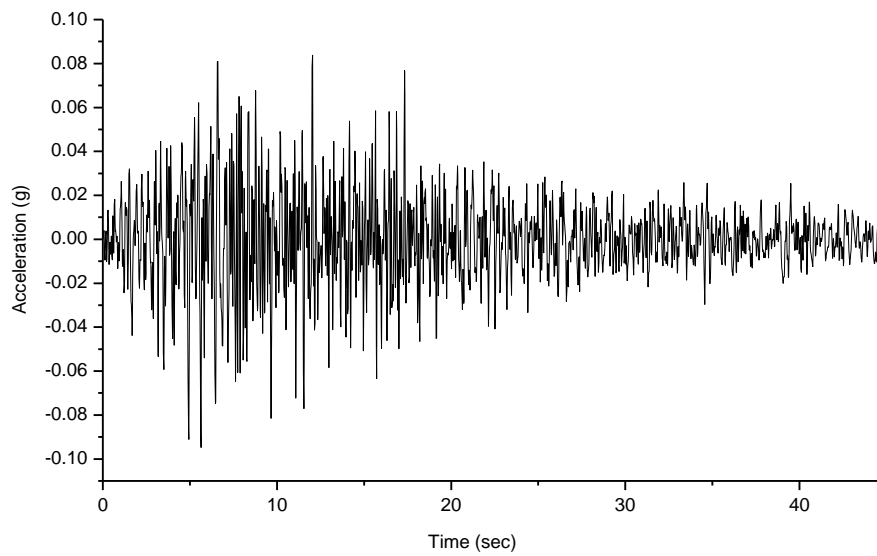


Figura 3.4.3. Acelerograma aceleración vs tiempo para la componente NS (Aceleración máxima de 0.1g)

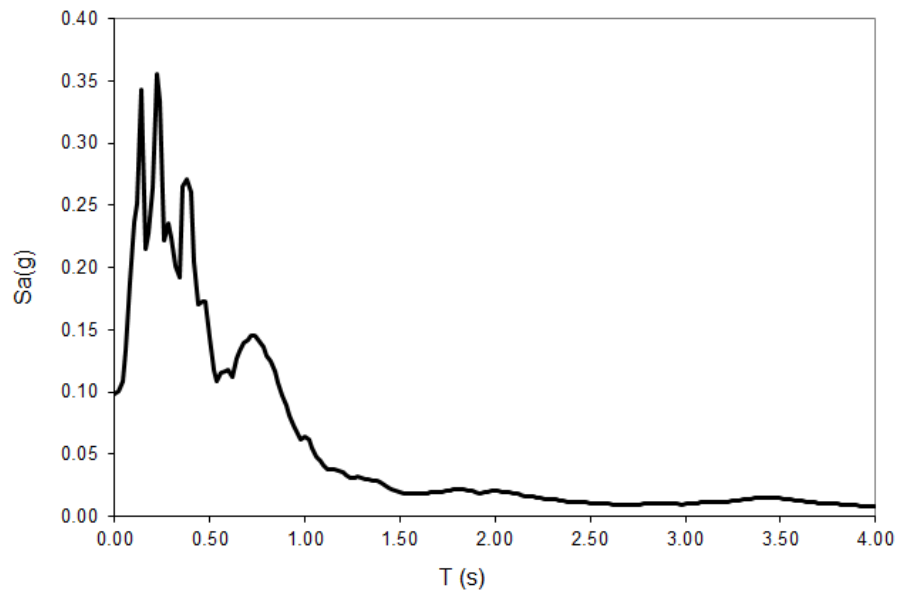


Figura 3.4.5. Espectro de respuesta para la componente NS

Sismo del 5 de enero de 1974

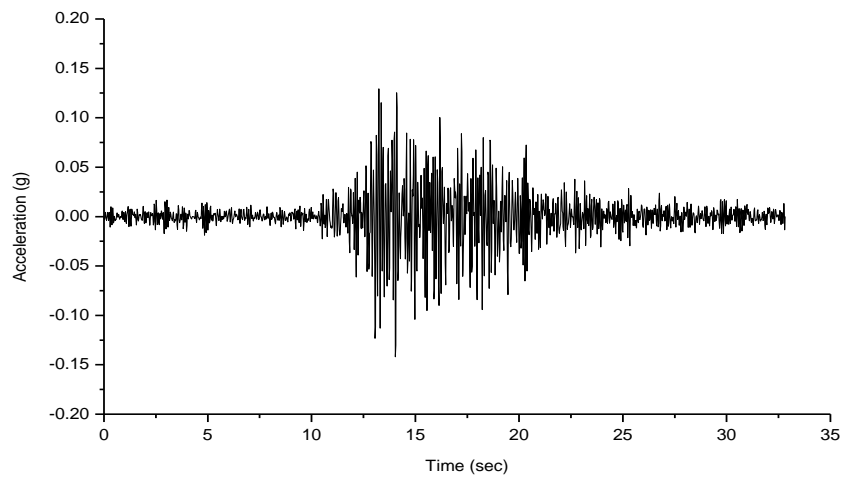


Figura 3.4.6. Acelerograma aceleración vs tiempo para la componente EW (Aceleración máxima de 0.14g)

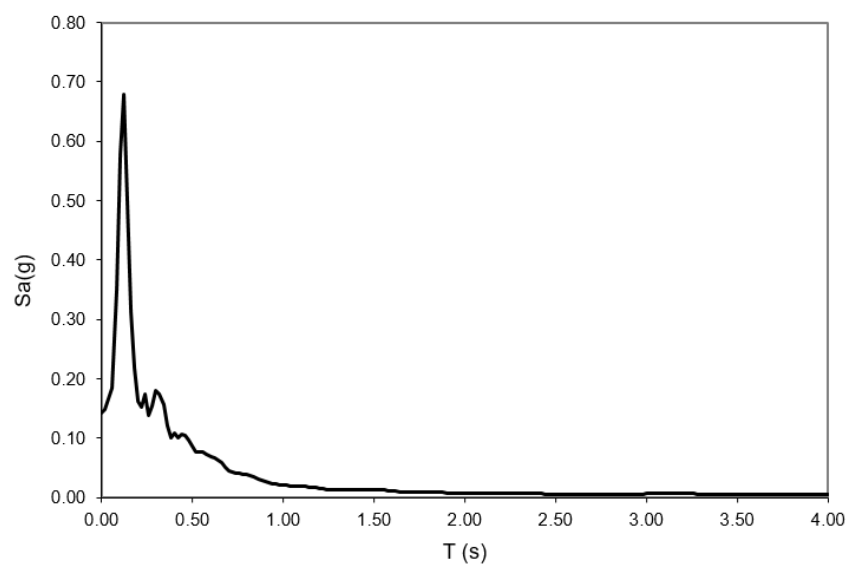


Figura 3.4.7. Espectro de respuesta para la componente EW

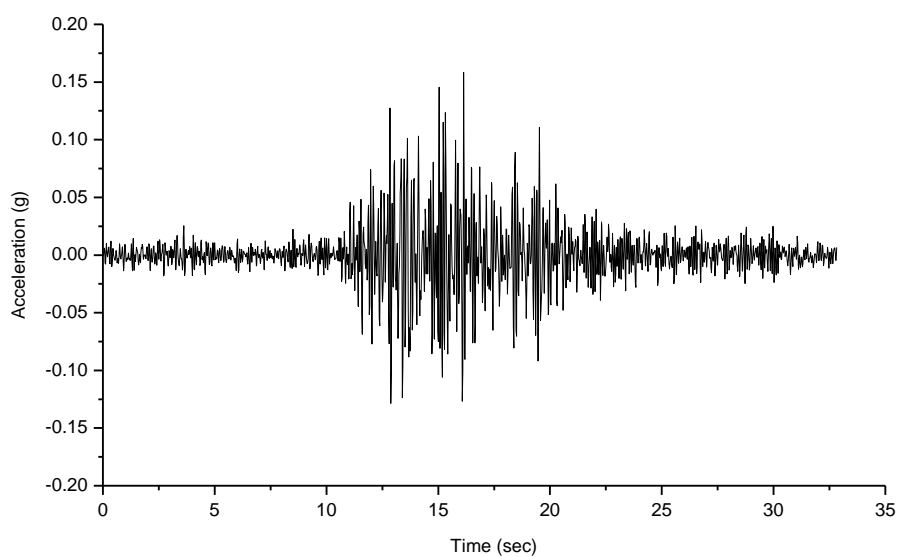


Figura 3.4.8. Acelerograma aceleración vs tiempo para la componente NS (Aceleración máxima de 0.16g)

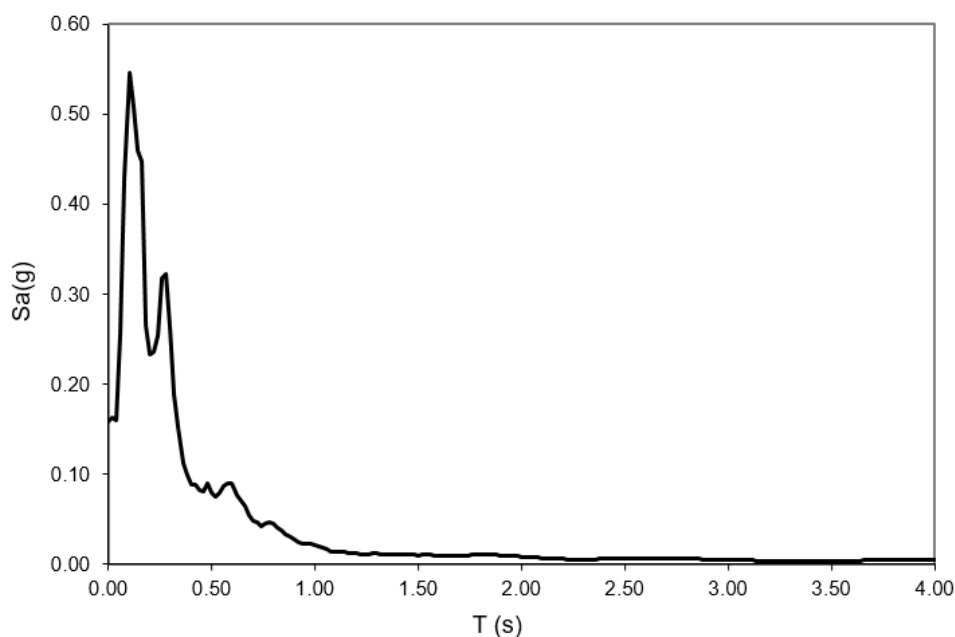


Figura 3.4.9. Espectro de respuesta para la componente NS

Tal y como se comentó anteriormente, los dos terremotos ocurrieron en zonas de suelos rígidos tipo S1 y, como se esperaba, los períodos de resonancia en los espectros son cortos (inferiores a 0.5s). Siendo el período del módulo de 0.171s también se encuentra en esta zona de períodos cortos, lo cual podría implicar una posible resonancia. En una estructura lineal elástica, esta “resonancia” entre el periodo estructural y los picos del espectro sería un serio problema, pero en una estructura equipada con disipadores no lo es, toda vez que al plastificar a sólo decimas de milímetro cambian de forma automática, el período al flexible, protegiendo la estructura de entrar en resonancia (la cual es imposible por el propio funcionamiento plástico del disipador).

### 3.5. Fases a ensayar

El ensayo se basa en aplicar sismos escalados a diferentes aceleraciones descritas en cada fase. En las tres primeras fases se procede a aplicar el sismo del 74, registrado en Lima. Además, cabe destacar que las señales que se han tomado para ambos terremotos han sido las de las direcciones EW de los dos terremotos.

- FASE 1: Ensayo con registro sísmico Lima 74, componente EW escalado a aceleración de 0.181g del módulo con disipadores.
- FASE 2: Ensayo con registro sísmico Lima 74, componente EW escalado a aceleración de 0.653g del módulo con disipadores.

- FASE 3: Ensayo con registro sísmico Lima 74, componente EW escalado a aceleración 0.927g del módulo con disipadores.

Luego se aplicó el sismo del 70, registrado en Lima.

- FASE 4: Ensayo con registro sísmico Mayo 70, componente EW escalado a aceleración 0.44g del módulo con disipadores.
- FASE 5: Ensayo con registro sísmico Mayo 70, componente EW escalado a aceleración 0.88g del módulo con disipadores.
- FASE 6: Ensayo con registro sísmico Mayo 70, componente EW escalado a aceleración 1.367g del módulo con disipadores.

## 4. Modelo numérico

### 4.1. Modelización

El modelo numérico se ha realizado con el programa ETABS (Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems). Tal y como se comentó en el apartado 2.4. Diseño de estructuras sismoresistentes, el objetivo de dicho modelo es simular el comportamiento del pórtico ensayado y, además, poder utilizarlo posteriormente para realizar un análisis paramétrico de las variables utilizadas y así ajustar dichos valores. Cabe destacar que, debido a que este programa no tiene la capacidad de diseñar cimentaciones, es decir, definir las zapatas, se requiere un planteamiento estructural inicial para decidir cómo tratarlas. Es por este motivo que en un principio se generaron tres distintos modelos que se diferenciaban por:

- Modelo 1: Estructura sin zapatas empotrada en la base de las cuatro columnas.
- Modelo 2: Estructura con cambio de sección en la columna con las mismas dimensiones que la zapata del ensayo.
- Modelo 3: Igual que el modelo dos pero reduciendo la altura de la “zapata” de 60cm a 30cm.

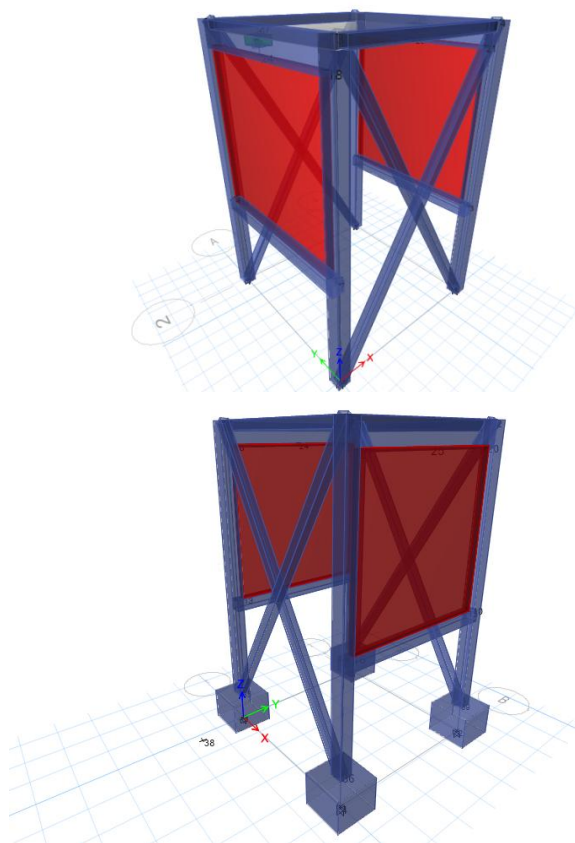


Figura 4.1. Representación de los modelos 1,2 y 3 en el ETABS

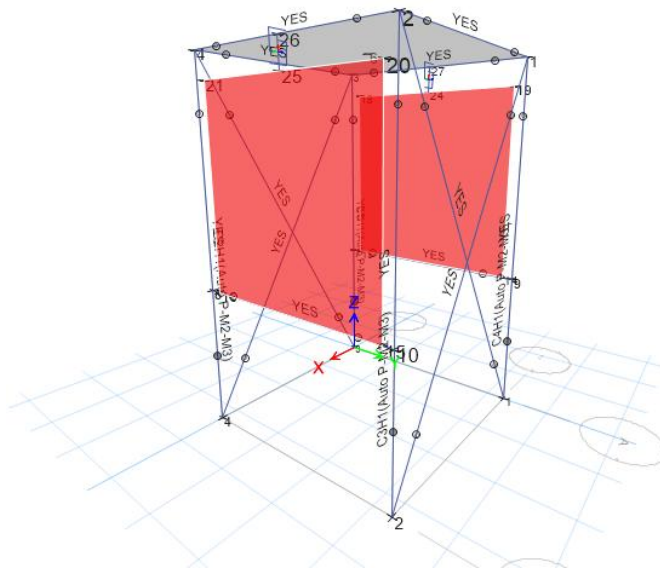


Figura 4.2. Modelo de barras de la estructura

Aun así, aparte de estos cambios, los tres modelos son iguales y, para modelarlos se tuvo en cuenta las siguientes consideraciones:

1. Las vigas en las que se apoya el muro están articuladas en sus extremos, es decir, solo transmiten axil y cortante. Además, están simuladas como elementos tubulares de acero tipo frame.
2. Las vigas superiores, paralelas al eje Y, que es en el que actúan las cargas, son de hormigón armado y están articuladas en sus extremos. Las otras dos vigas superiores son tubulares de acero y se han modelado como elementos tipo frame articulados. Esto ha sido una de las adaptaciones a las que se sometió la estructura para ajustar el peso al máximo tolerado por la mesa vibrante. Y, como en este eje no trabaja, no supone mayor cambio en la respuesta estructural al terremoto y se evita posibles torsiones accidentales.
3. Las columnas están modeladas como elementos tipo frame y, aunque no se activaron, se les asignó la posibilidad de dañarse en los extremos mediante rótulas plásticas según la normativa FEMA 356.

Las rótulas plásticas se diseñaron para flexión que, en otras palabras, les daba los grados de libertad para el axial y los momentos M2 y M3. Se consideró que si se generaban las rótulas, estas estarían al final de la armadura y, para calcular esta distancia se utilizó la siguiente inecuación:

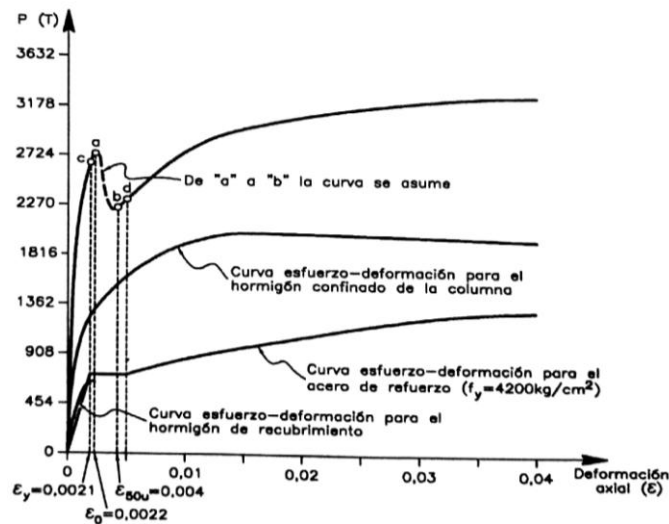
$$L_{c1} > \max\left(h, \frac{L_{cn}}{6}, 450\text{mm}\right) \quad (7)$$



Siendo  $h$  la altura de la columna (220mm), y  $L_{cn}=5/6=833\text{mm}$ . De esta forma obtenemos la posición relativa de las rótulas que es el cociente entre  $L_{c1}$  y la longitud total de la columna.

$$\text{Posición relativa} = \frac{833}{5000} = 0.167$$

Una vez localizadas estas rótulas plásticas en el modelo, si se activaran, un ejemplo del comportamiento que seguirían sería el de la siguiente gráfica que, aunque sea una rótula generada por carga axial, se comporta del mismo modo. Para este ejemplo, al llegar a una deformación axial de  $\epsilon = 0.0022$  la columna perdería su recubrimiento y, por ello, capacidad de carga. Pero, gracias al confinamiento de la columna dado por los estribos, esta se recupera y puede soportar más deformaciones.



Gráfica 4.1. Ejemplo de comportamiento de rótula plástica (Barbat y Bozzo 2000)

4. El amortiguamiento estructural global se asumió del 2% para el primer modo de vibración y 5% en el segundo modo usando el modelo de Rayleigh.

Este modelo es muy adecuado para calcular el amortiguamiento ya que estamos frente a un comportamiento no lineal de una estructura sometida a cargas dinámicas y se usará el análisis dinámico no lineal. Para este análisis es necesario resolver la ecuación dinámica de equilibrio para sistemas de muchos grados de libertad:

$$M\ddot{u}(t) + C\dot{u}(t) + K(u)u(t) = f(t) \quad (8)$$

Siendo  $u$  y su primera y segunda derivada vectores que representan los desplazamientos, velocidades y aceleraciones respectivamente en los grados de libertad considerados.  $M$  la matriz que contiene la masa de cada grado de libertad,  $C$  la matriz de amortiguamiento,  $K(u)$  la matriz de rigidez no lineal y  $f(t)$  la fuerza aplicada a la estructura por unidad de tiempo.

El modelo de Rayleigh aproxima la matriz de amortiguamiento  $C$  como una combinación lineal de la matriz de masa  $M$  y la de rigidez  $K$  usando los coeficientes  $\alpha$  y  $\beta$ .

$$C = \alpha M + \beta K \quad (8)$$

Estos dos coeficientes se obtienen suponiendo conocidos dos amortiguamientos de dos frecuencias usando la siguiente ecuación:

$$\lambda_n = \frac{1}{2} \left[ \frac{\alpha}{\omega_n} + \beta \omega_n \right] \quad (9)$$

La siguiente figura muestra un esquema de la función de Rayleigh para calcular el amortiguamiento:

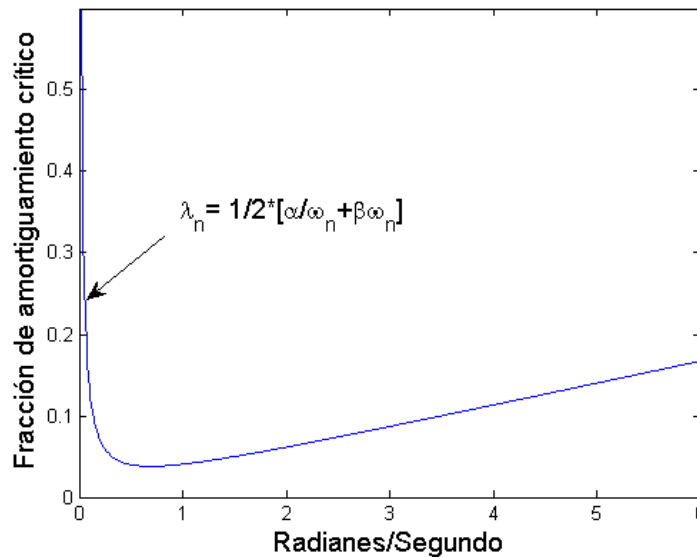


Figura 4.3. Modelo de amortiguamiento proporcional de Rayleigh

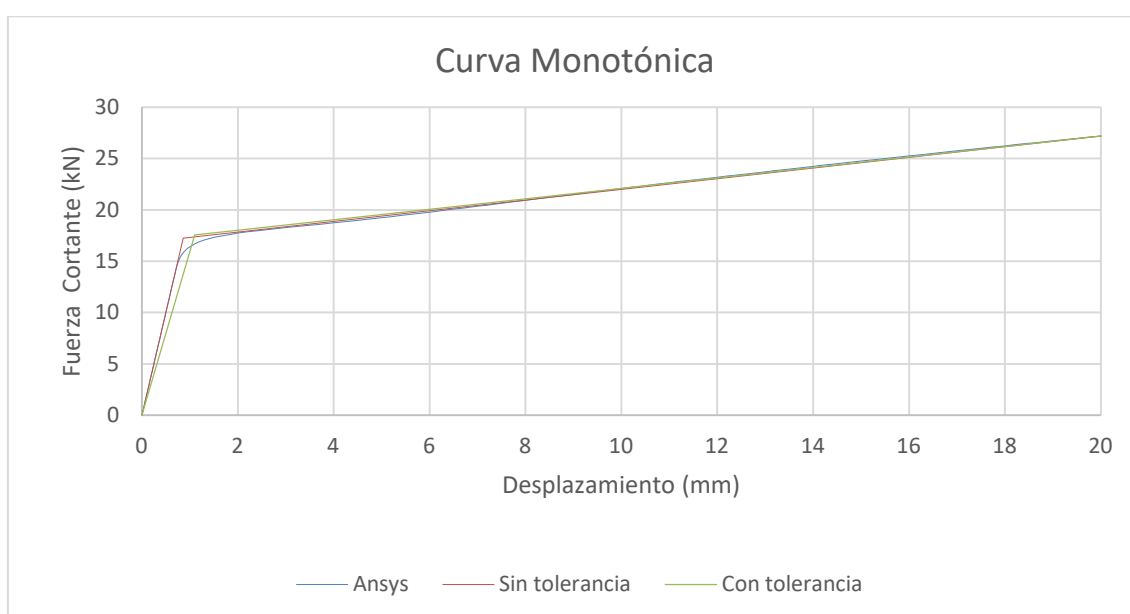
De esta forma, si se suponen conocidos dos puntos, los coeficientes  $\alpha$  y  $\beta$  quedan determinados. El procedimiento más común es suponer conocidos los amortiguamientos de dos frecuencias de vibración asociadas al primer modo de vibración y al último modo necesario para llegar a movilizar más del 90% de la masa de la estructura.

5. Los disipadores se han diseñado usando el modelo de Wen explicado anteriormente (Ver Capítulo 2) en base a cuatro parámetros:  $K_1$ ,  $f_y$ ,  $K_2/K_1$  y el coeficiente “n” asumido como 2.

En primer lugar, se introdujo en el programa comercial ANSYS la curva tensión deformación del acero, la cual contiene el valor del  $F_y$  del acero usado en el dispositivo,

del ensayo a tracción de la platina base (Ver en los anexos). En el modelo ANSYS y tal como se plantea en la conexión almenada o tipo “peine” en el extremo del disipador las condiciones de borde son de libre de giro (articulación) y sin fuerza axial. De esta forma el modelo para obtener las propiedades del disipador es empotrado en un extremo y libre en el otro. Con este procedimiento se obtuvo la curva monotónica del disipador y, trazando las tangentes inicial y final de la curva, se obtienen los coeficientes  $K_1$  y  $K_2$  respectivamente. Además, la intersección de estas dos rectas es el  $f_y$  del disipador. Finalmente, se desplaza 0.5mm el punto final de la recta de  $K_1$  debido a la tolerancia propia a unir las dos piezas que forman el “peine” o almena de la conexión del disipador y se obtienen los nuevos valores para  $K_1$ ,  $K_2$  y  $f_y$ .

En la siguiente gráfica se muestran las tres curvas comentadas anteriormente.



Gráfica 4.2. Curvas monotónicas del disipador

#### Resumen de resultados

Parámetros de diseño para el dispositivo Shear Link Bozzo (SLB)							
Dispositivo	Espesor del disipador (mm)	Espesor de la ventana (mm)	Rigidez inicial $k_1$ (KN/mm)	Rigidez post-tensión $k_2$ (KN/mm)	Desplazamiento de fluencia $D_f$ (mm)	Fuerza de fluencia $F_f$ (kN)	Fuerza máxima $F_{m\acute{a}x}$ (kN)
SLB (sin tol.)	19	2	20.00	0.52	0.86	17.24	82.02
SLB (tol. 0.5mm)	19	2	16.00	0.51	1.10	17.56	82.02

Tabla 4.1. Resumen de resultados de las curvas monotónicas

Para poder instalar los dispositivos en el ensayo era necesaria una tolerancia de 0.5mm, por lo tanto, para modelar el dispositivo se toman los valores con tolerancia ya que este fue el dispositivo que se usó en el ensayo.

- Rigidez elástica o  $K_1=16.000 \text{ kN/m}$
- Límite elástico o  $f_y=17.56 \text{ kN}$
- Relación de rigidez para post-plastificación o  $K_2/K_1=0.031875$
- Exponente de plastificación o " $n$ "=2

Además, aun conociendo las propiedades teóricas del módulo de elasticidad y de la resistencia axial del hormigón de las columnas, se ensayaron 3 probetas mediante audiometría para ver cuál era el valor real. Cabe destacar que el módulo de elasticidad se obtuvo de forma muy precisa y, por primera vez en el mundo (que se tenga constancia) de forma telemática, mediante pruebas de sonido desarrolladas por el profesor Francisco de la Mora de la Universidad Panamericana de Guadalajara. En la siguiente tabla se puede ver un resumen de los resultados.

	13/02/2018	ACI-318	28/03/2018	ACI-318	20/03/2018		Ratio
	Teórico	$E=15100\text{Raiz}(f_c)$	Laboratorio PUCP	$E=15100\text{Raiz}(f_c)$	Audiometría		Audio/rotura
	$f_c=280 \text{ kg/cm}^2$	$E (\text{kg/cm}^2)$	$f_c=\text{Ensayo } \text{kg/cm}^2$	$E (\text{kg/cm}^2)$	$E (\text{kg/cm}^2)$		Ensayado
Probeta-Columna 1	280	252671.3	414.9	307573.3	363000		1.18
Probeta-Columna 2	280	252671.3	502.0	338320.9	371000		1.10
Probeta-Columna 3	280	252671.3	369.7	290336.5	346000		1.19

$f_c=500 \text{ kg/cm}^2$

Resistencia de concreto que correspondería

Probeta: Dimensión 4"x8"

Peso: 3790 gr

Tabla 4.2. Comparación de módulos de Elasticidad (E) y resistencia a compresión del hormigón ( $f_c$ )

Usando los parámetros hasta aquí descritos, se ha procedido a estimar las propiedades modales de los modelos diseñados. En la siguiente tabla se muestra un resumen de los resultados y se puede observar que el modelo en el que se ha utilizado el módulo de elasticidad utilizando las audiometrías y no se han puesto las zapatas, es el que mayor se ajusta al período de 0.171s del ensayo y por ello será el que se use para la correlación numérico experimental.

Períodos (s)	Modelo 1	Modelo 2	Modelo 3
E en el laboratorio	0.185	0.187	0.186

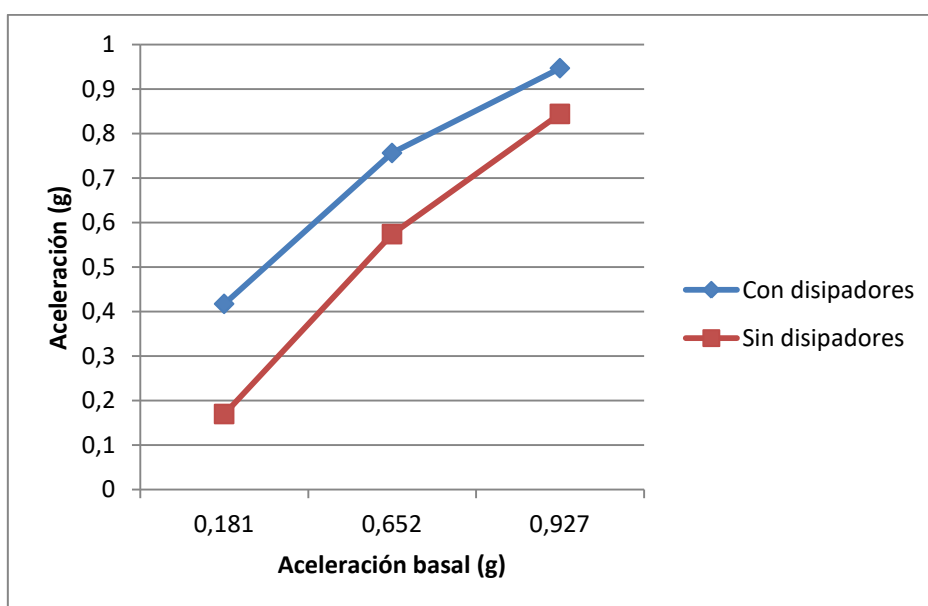
E con audiometría	0.174	0.178	0.177
-------------------	-------	-------	-------

Tabla 4.3. Resumen de los períodos en función del módulo de elasticidad y el contacto con la mesa vibrante

## 4.2. Comparación del modelo numérico con y sin disipadores

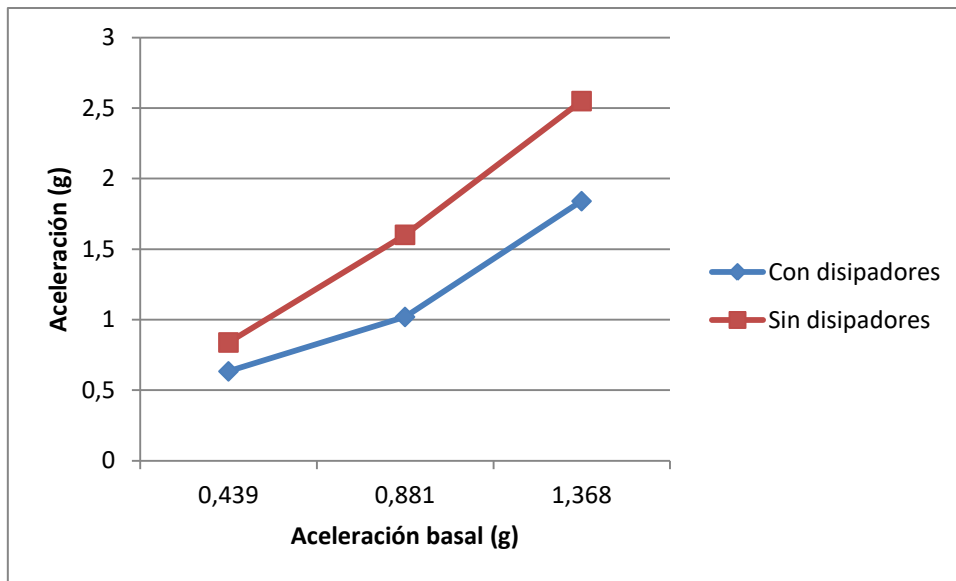
Las siguientes gráficas muestran una comparación de las aceleraciones y desplazamientos en el techo del modelo con y sin disipadores.

Aceleraciones en el terremoto de Perú 1974



Gráfica 4.3. Aceleración basal (g) vs aceleraciones en el techo (g) para las tres primeras fases.

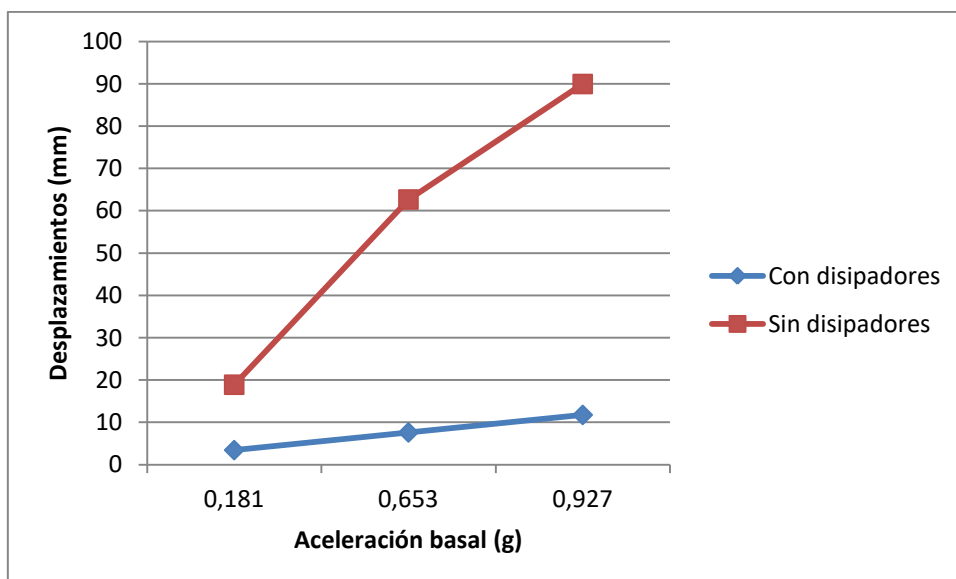
Aceleraciones en el terremoto de Perú 1970



Gráfica 4.4. Aceleración basal (g) vs aceleraciones en el techo (g) para las tres últimas fases.

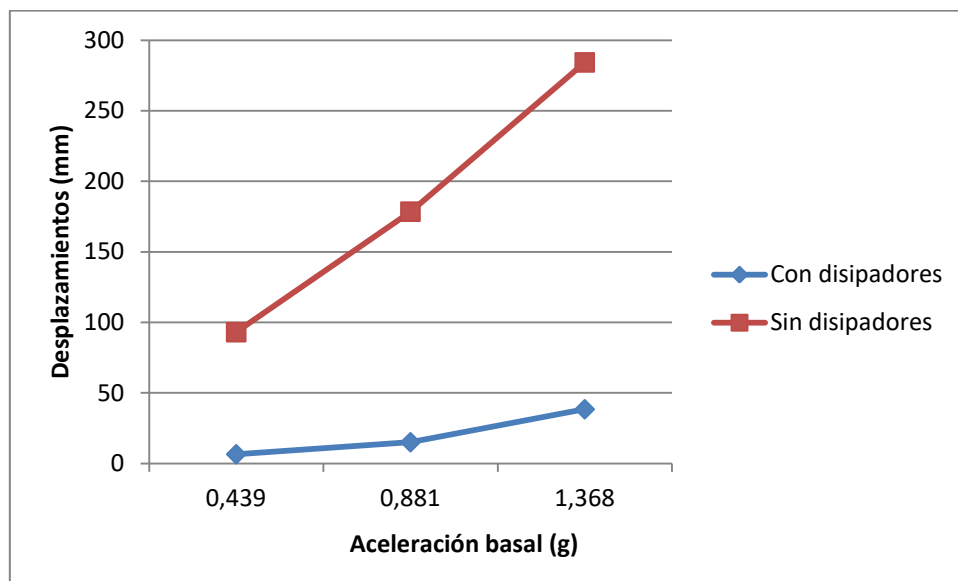
Hubiera sido de esperar que las aceleraciones para los dos terremotos fueran mayores para el sistema con disipadores dado que inicialmente (antes de plastificar) es más rígido (ya que en el modelo sin disipadores los muros no están conectados). Una posible causa que explique que en el terremoto del 70 no ocurra este fenómeno puede ser debido al contenido de frecuencias y que la disipación de la energía disminuya las aceleraciones.

#### Desplazamientos en el terremoto de Perú 1974



Gráfica 4.5. Aceleración basal (g) vs desplazamientos en el techo (g) para las tres primeras fases.

## Desplazamientos en el terremoto de Perú 1970



Gráfica 4.6. Aceleración basal (g) vs desplazamientos en el techo (g) para las tres últimas fases.

En estas dos gráficas se observa una disminución en el desplazamiento, de hecho, disminuye de cinco a catorce veces en el sistema que lleva disipadores respecto al que no los lleva instalados. Por lo tanto, esta es una ventaja muy importante para el refuerzo de estructuras flexibles donde se busque limitar los desplazamientos y proporcionar disipación de energía.

### 4.2. Correlación numérico-experimental

A continuación se muestra la comparación del tiempo historia de las aceleraciones y desplazamientos obtenidos en el ensayo del módulo y del análisis modelo numérico. Además, también se muestra un resumen de las aceleraciones y desplazamientos máximos obtenidos en cada fase ya que en la práctica estos son los valores que representan la máxima sollicitación y daño esperado en la estructura y, por lo tanto, controlan el diseño sismoresistente. Cabe destacar que las tres primeras fases se han estudiado por separado a las tres últimas ya que cada uno de estos dos grupos pertenece a un registro sísmico diferente.

Terremoto de Perú 1974 es decir, las tres primeras fases:

## Acelerogramas

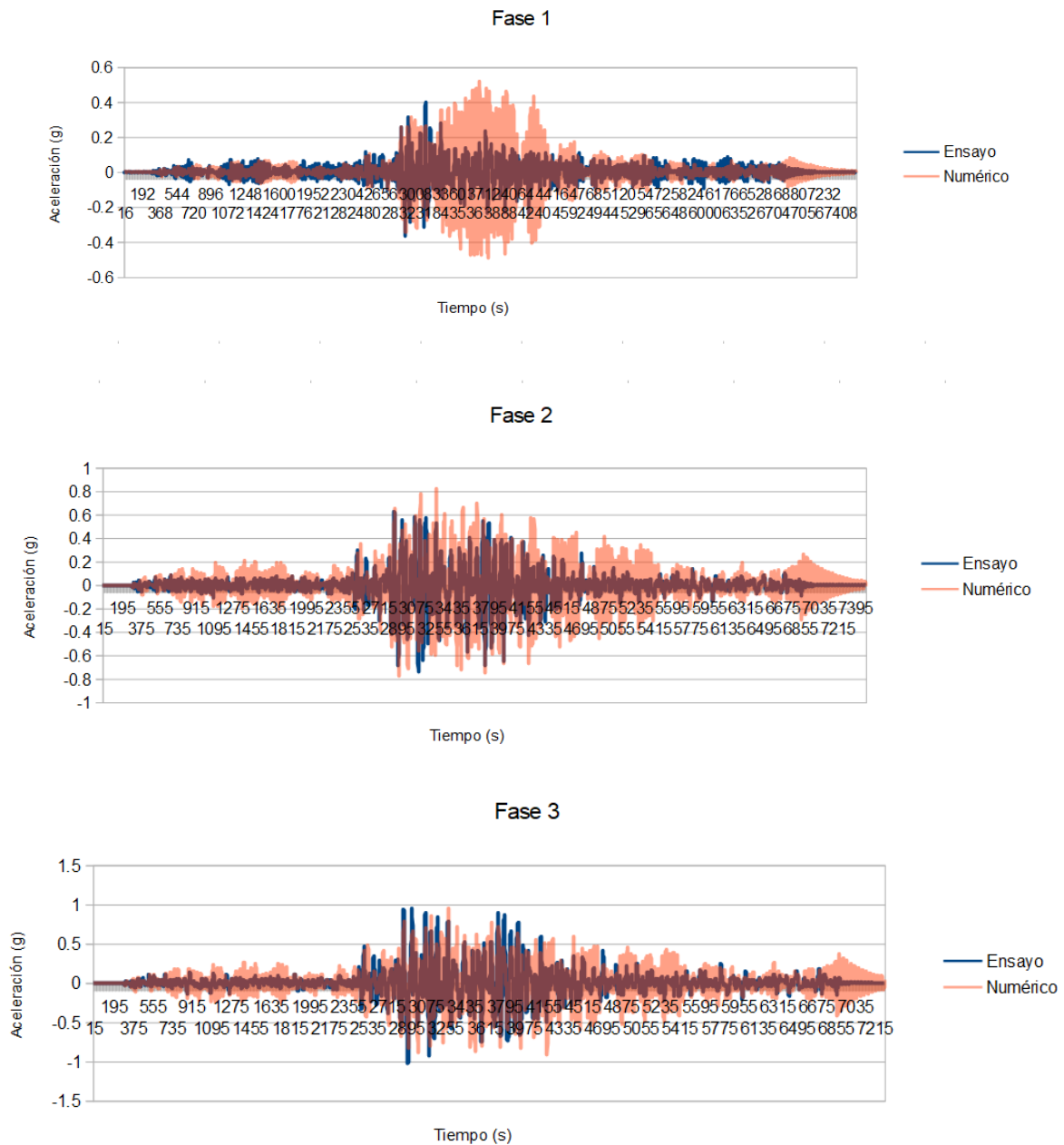


Figura 4.4. Acelerogramas analítico vs experimental para las tres primeras fases del ensayo

Se observa una mejor correlación en el tiempo historia a medida que el sismo se escala a una mayor intensidad probablemente porque con menos aceleración se notan más los errores numéricos difíciles de predecir, tales como las tolerancias o fricciones entre cada una de las conexiones articuladas. Curiosamente, como se verá más adelante en la Figura 4.8, los máximos en las aceleraciones sí que son parecidos con errores relativos en las tres primeras fases inferiores al 7% (ver Tabla 4.4).



## Desplazamientos

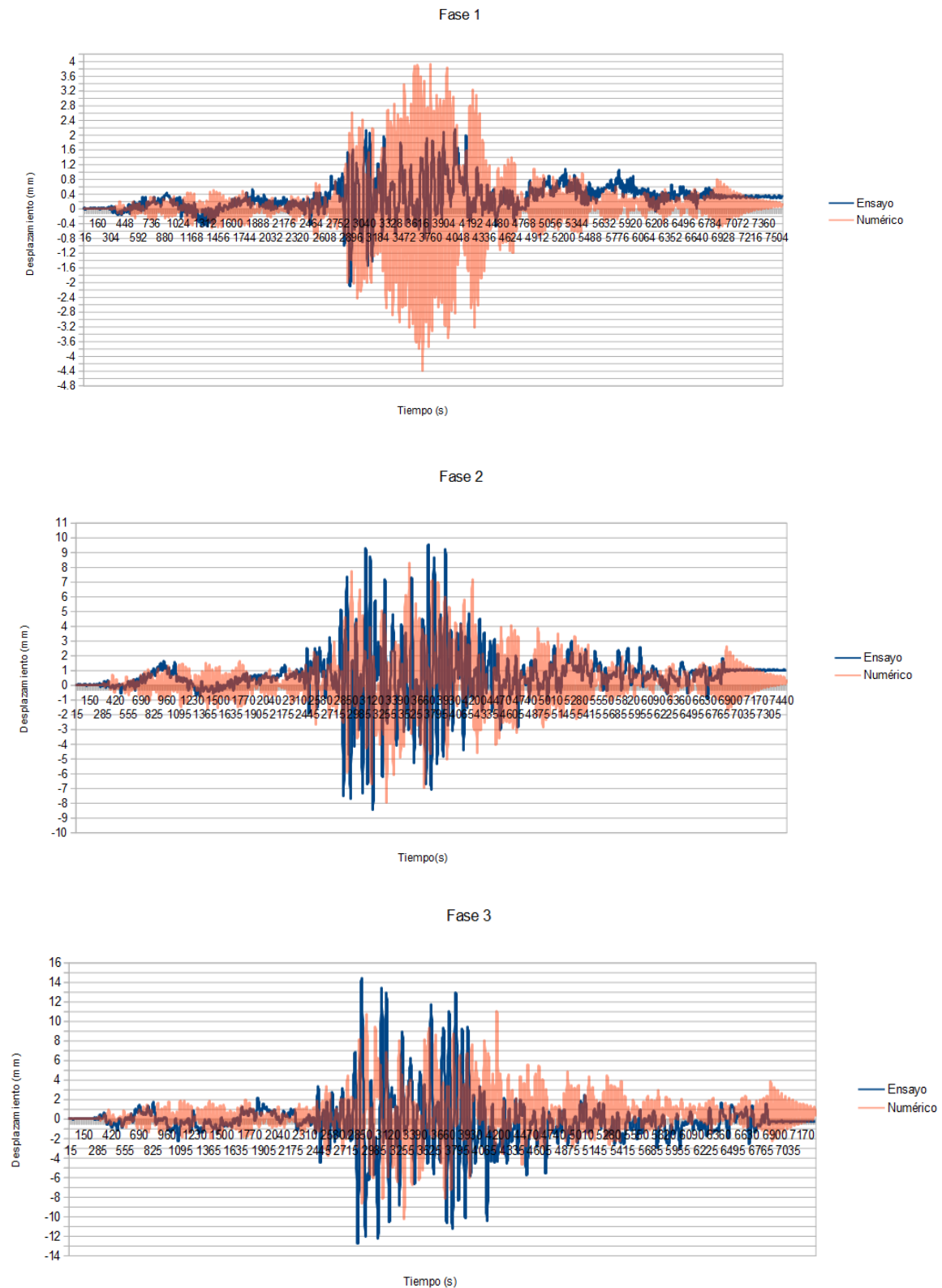


Figura 4.5. Desplazamientos analítico vs experimental para las tres primeras fases del ensayo

Por un lado, se puede apreciar que al final del sismo los desplazamientos en el modelo numérico son nulos aunque en el ensayo no lo fueron. Una posible explicación de este

hecho pueden ser las tolerancias entre las articulaciones ya que estas darían un desplazamiento remanente de aproximadamente 1mm.

Por otro lado, también se puede ver que los picos en los desplazamientos están ligeramente desfasados. Siguiendo el problema anterior, debido a que los desplazamientos finales se sitúan como valor cero, esto puede desplazar ligeramente la posición de los acelerogramas o desplazamientos.

Finalmente, igual que para los acelerogramas, podemos ver que a medida que aumenta la intensidad del sismo la correlación de los desplazamientos también mejora. Como se ha comentado anteriormente, esto puede ser a causa de que se notan más los errores numéricos difíciles de predecir, tales como las tolerancias o fricciones entre cada una de las conexiones articuladas cuanto menor sea la aceleración.

Terremoto de Perú 1970, es decir las tres últimas fases:

### *Acelerogramas*

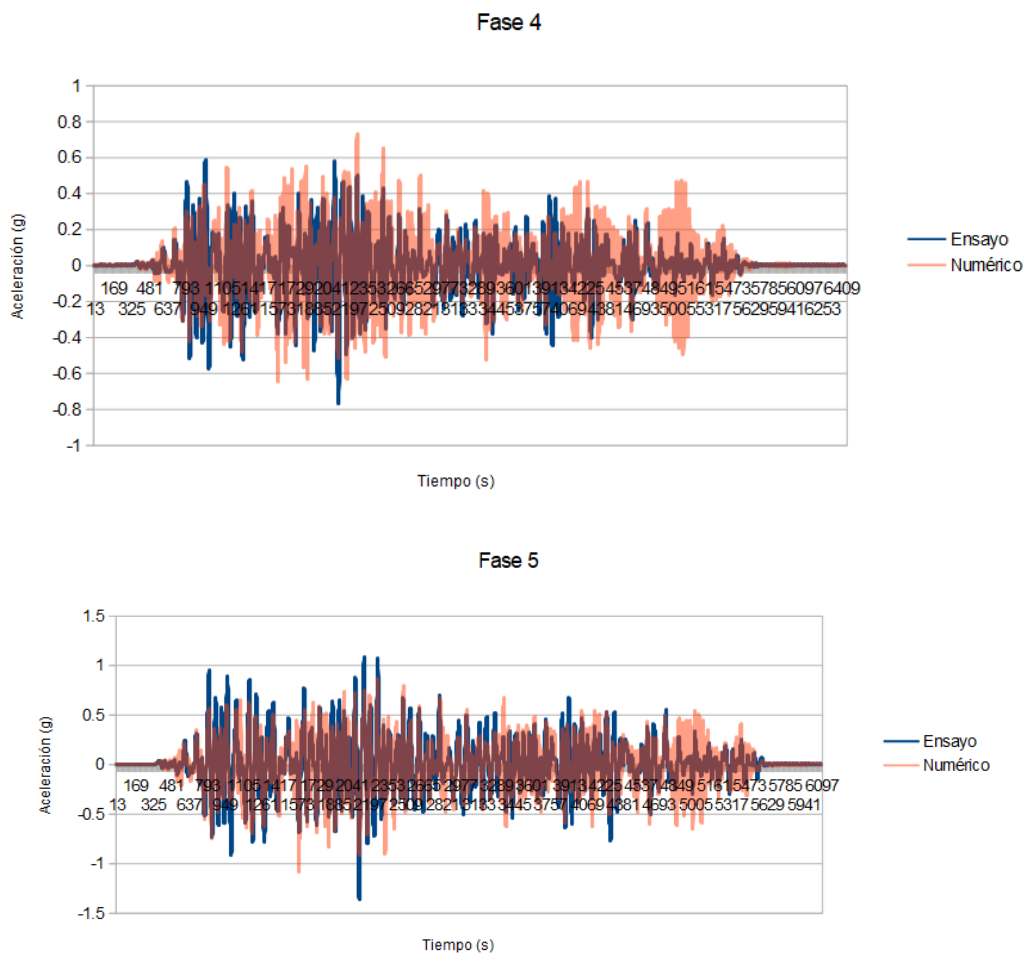


Figura 4.6.A. Acelerogramas analítico vs experimental para las Fases 4 y 5 del ensayo

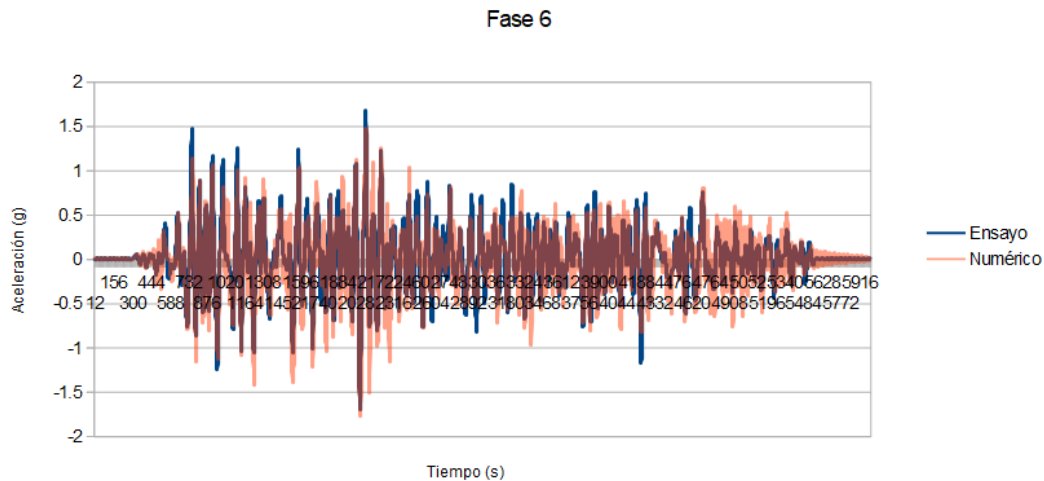


Figura 4.6.B. Acelerogramas analítico vs experimental para la última fase del ensayo

A diferencia del terremoto del año 1974, para los acelerogramas del terremoto del 1970 podemos ver una muy buena correlación numérico-experimental. Siguiendo la misma explicación que se dio anteriormente, esto puede ser a causa de que este sismo se escaló mucho más y, en consiguiente, el efecto de las tolerancias o fricciones en las propias rótulas sea menor.

### Desplazamientos

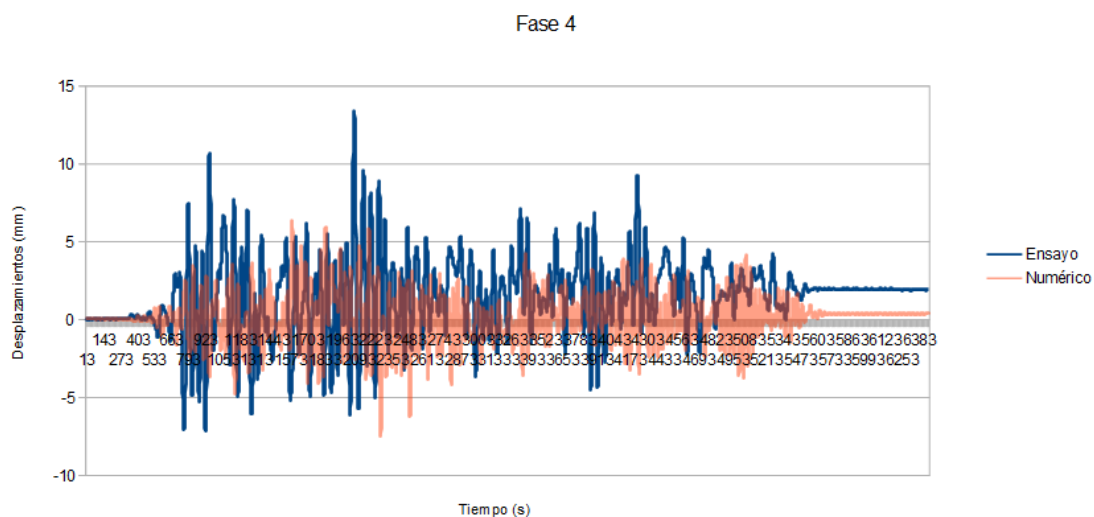


Figura 4.7.A. Desplazamientos analítico vs experimental para la Fase 4

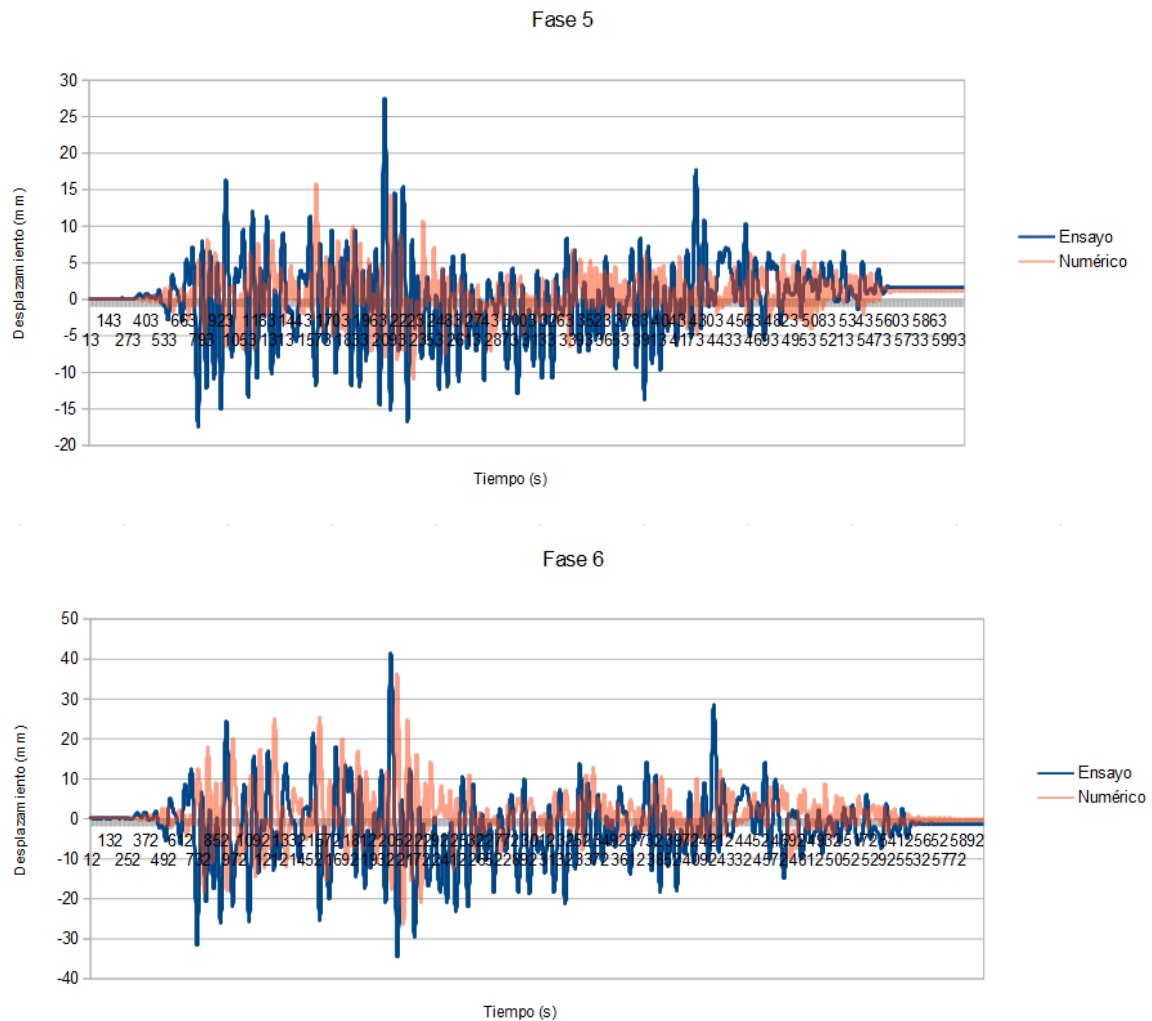


Figura 4.7.B. Desplazamientos analítico vs experimental para las dos últimas fases del ensayo

Por un lado, podemos ver que la cuarta fase tiene un desplazamiento final de 1.5mm que es el mismo fenómeno que ocurría a lo largo de las tres primeras fases. Contrariamente, para la quinta y la sexta podemos ver que no hay este desfase. Este hecho puede ser debido a que aunque las cuatro primeras fases estaban desplazadas a causa de las tolerancias, esto no implica que las dos últimas también tengan que acabar desplazadas el sismo. Por otro lado, a cada inicio de fase se toma como punto de referencia el desplazamiento de la fase anterior.

Así mismo, cabe destacar que aunque se pueda ver a simple vista que a lo largo del tiempo historia los desplazamientos en el ensayo fueron mayores que los que se predijeron numéricamente, en la práctica los valores realmente importantes son los picos, ya que son los que son los representativos de la máxima sollicitación y daño esperado en la estructura y son los que controlan el diseño. De esta forma, y como se podrá ver a continuación, los resultados son relativamente favorables ya que aunque

el error relativo medio sea de alrededor del 30% que es un valor bastante alto, el error para la sexta fase, que tuvo la mayor aceleración, tiene solamente un error del 7%. De esta forma, en el posterior análisis paramétrico, se propondrá incorporar la inercia fisurada al modelo numérico para aumentar la flexibilidad de la estructura y, así, aumentar los desplazamientos en el tiempo historia.

### *Resumen de los máximos para cada fase*

*Aceleración máxima del techo en las 6 fases*

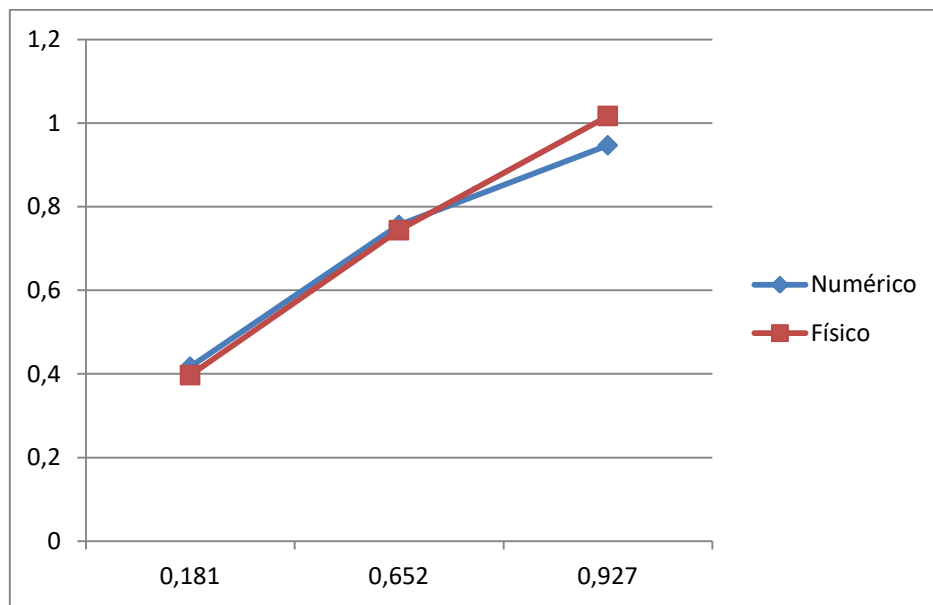


Figura 4.8. Aceleración del techo (g) vs aceleración basal (g) para las tres primeras fases (sismo del 74)

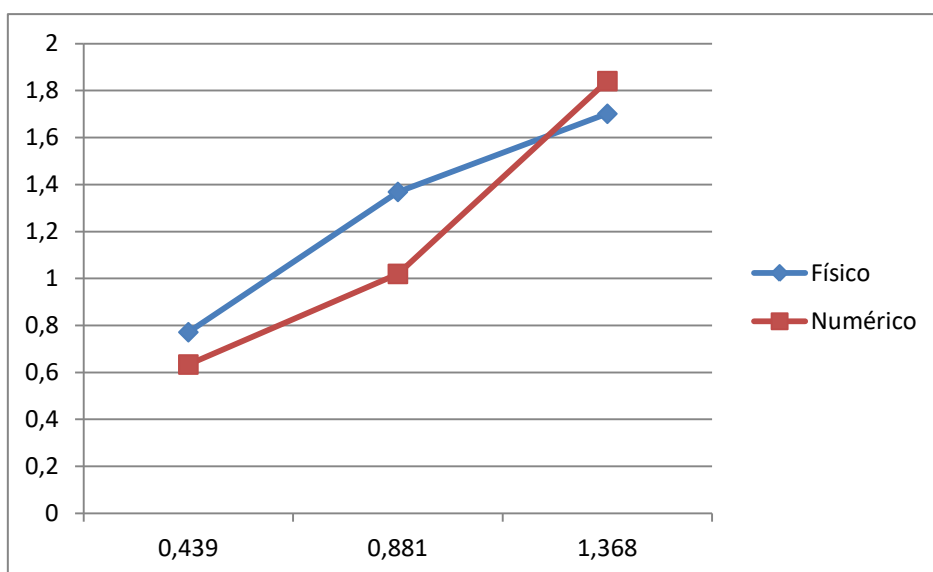


Figura 4.9. Aceleración del techo (g) vs aceleración basal (g) para las tres últimas fases (sismo del 70)

### Error en las aceleraciones

	Error %
Fase 1	5.086
Fase 2	1.681
Fase 3	6.903
Fase4	17.831
Fase 5	25.493
Fase 6	8.175

Tabla 4.4. Resumen de errores relativos en las aceleraciones para todas las fases

### Desplazamiento máximo del techo en las 6 fases

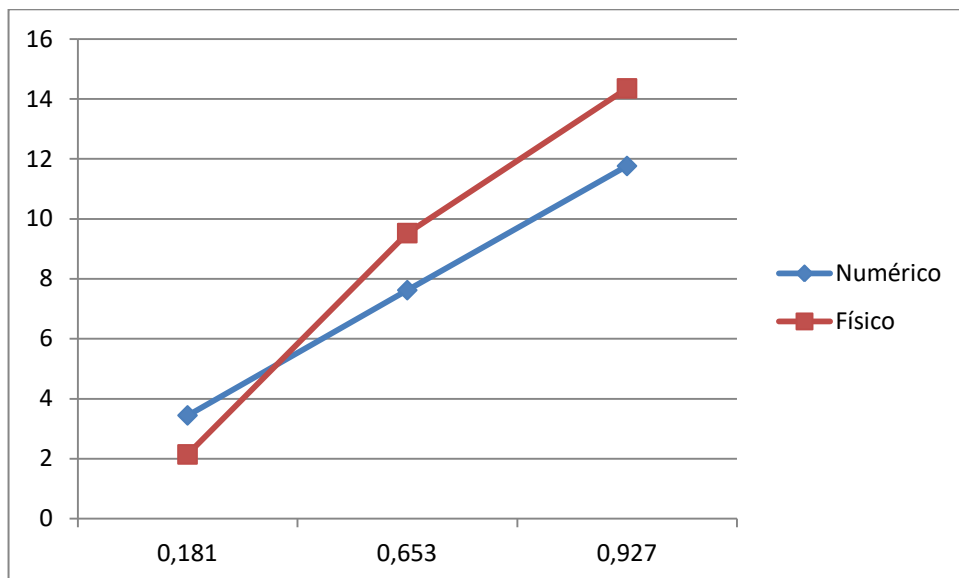


Figura 4.10. Desplazamiento del techo (mm) vs aceleración basal(g) para las tres primeras fases (sismo 74)

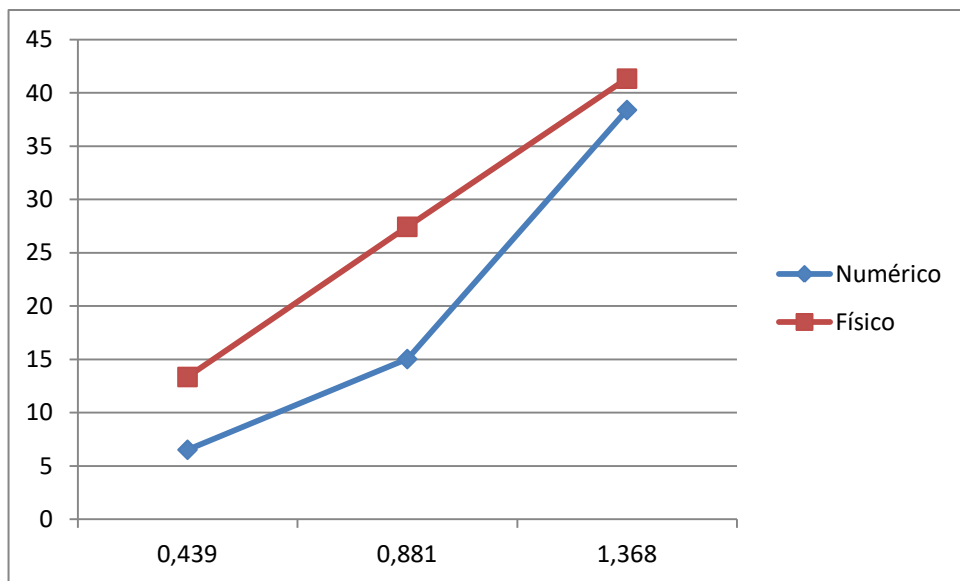


Figura 4.11. Desplazamiento del techo (mm) vs aceleración basal(g) para las tres últimas fases (sismo del 70)

#### Error en los desplazamientos

	Error %
Fase 1	60.681
Fase 2	19.981
Fase 3	18.026
Fase 4	51.104
Fase 5	45.196
Fase 6	7.12

Tabla 4.5. Resumen de los errores relativos de los desplazamientos para todas las fases

Tal y como se ha comentado anteriormente, aunque el tiempo historia pueda dar una muy buena idea del comportamiento de la estructura, para el diseño estructural interesa solamente el valor pico, ya sea de aceleraciones o de desplazamientos. De esta forma, se ha generado la siguiente tabla en la que aparecen los errores relativos medios para la aceleración y desplazamiento de cada terremoto. Cabe destacar que no se ha tenido en cuenta la fase 1 ya que los resultados no se consideran representativos debido a su bajo nivel de aceleración.

Registro	Aceleración	Desplazamientos
Sismo del 74 (fases 2 y 3)	4,3%	19%
Sismo del 70 (fases 4,5,6)	17,2%	34,5%

Tabla 4.6. Promedio de los errores relativos de cada terremoto

De estos resultados se observa que hay una mejor aproximación en general a la aceleración que a los desplazamientos aunque en ambos casos el error medio máximo es inferior al 35%. Tal y como se ha comentado anteriormente, para intentar reducir este error en los desplazamientos se aumentará la flexibilidad ya que como se ha visto en el tiempo historia, el modelo numérico predice menores desplazamientos de los que realmente ocurrieron. Para llevar esto a cabo, se tendrá en cuenta la inercia fisurada.



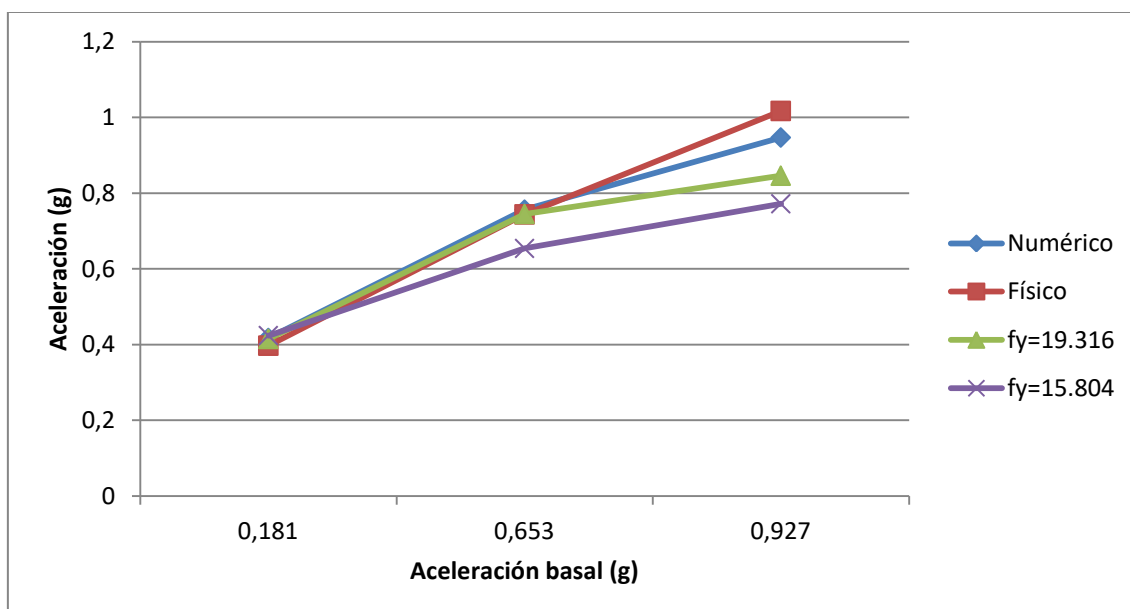
## 5. Análisis paramétrico

Cabe recordar que el análisis del comportamiento del disipador se ha llevado a cabo con el modelo de Bouc-Wen (Zhu y Lu 2011), que da una descripción analítica de un comportamiento histerético como es el caso de este disipador. Para definirlo en el ETABS, tal y como ya se ha comentado en el apartado 2.4. Modelización de estructuras sismoresistentes, se requieren cuatro parámetros, tres de ellos intrínsecos al disipador, y uno arbitrario que es el exponente de plastificación o “n”.

El exponente de plastificación define la suavidad de la transición de la curva elástica a la plástica y aunque puede oscilar entre uno e infinito, el valor comúnmente utilizado es 2. Aun así, para confirmar la validez del uso de este valor, se aumentó a 20 para ver si los resultados mejoraban. Además, como es sabido, la  $f_y$  teórica no es la misma que se obtiene en la realidad y, aunque también se midió experimentalmente, es correcto pensar que esta puede oscilar en valores  $\pm 10\%$ .

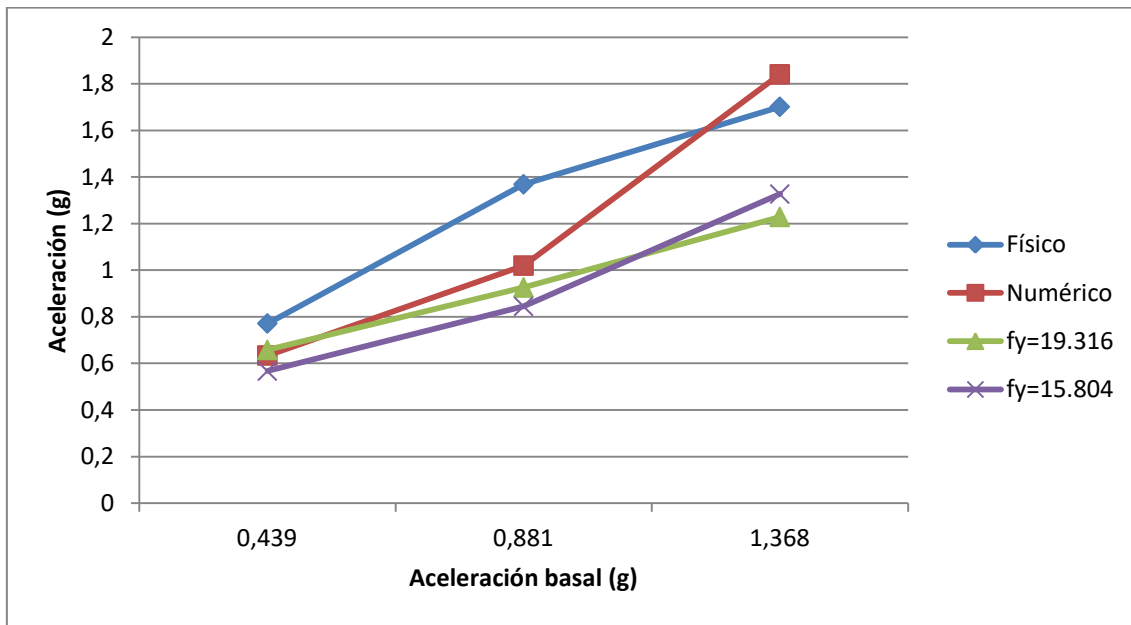
Las siguientes gráficas muestran los resultados obtenidos cambiando  $\pm 10\%$  el  $f_y$  del disipador pero manteniendo el exponente de plastificación igual a 2.

Comparación de las aceleraciones en las tres primeras fases



Grafica 5.1. Comparación de las aceleraciones en el techo (g) para las tres primeras fases variando  $\pm 10\%$   $f_y$  (kN)

Comparación de las aceleraciones en las tres últimas fases



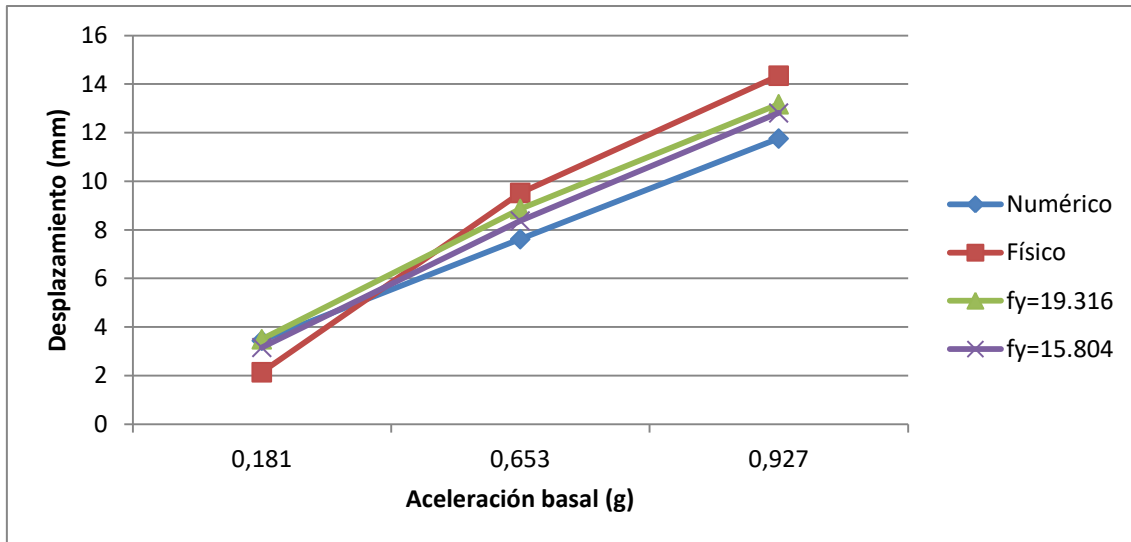
Grafica 5.2. Comparación de las aceleraciones en el techo (g) para las tres últimas fases variando +/-10%  $f_y$  (kN)

	$f_y=17.56\text{kN}$	$f_y=19.316\text{kN}$	$f_y=15.804\text{kN}$	$f_y=17.56\text{kN}$	$f_y=19.316\text{kN}$	$f_y=15.804\text{kN}$
er_abs(g)	0.114	0.117	0.154	0.123	0.097	0.175
er_rel(%)	13.414	15.767	14.101	11.067	10.128	13.913
	n=20			n=2		

Tabla 5.1. Resumen de los errores medios en las aceleraciones variando +/-10%  $f_y$  y para n=20 y n=2.

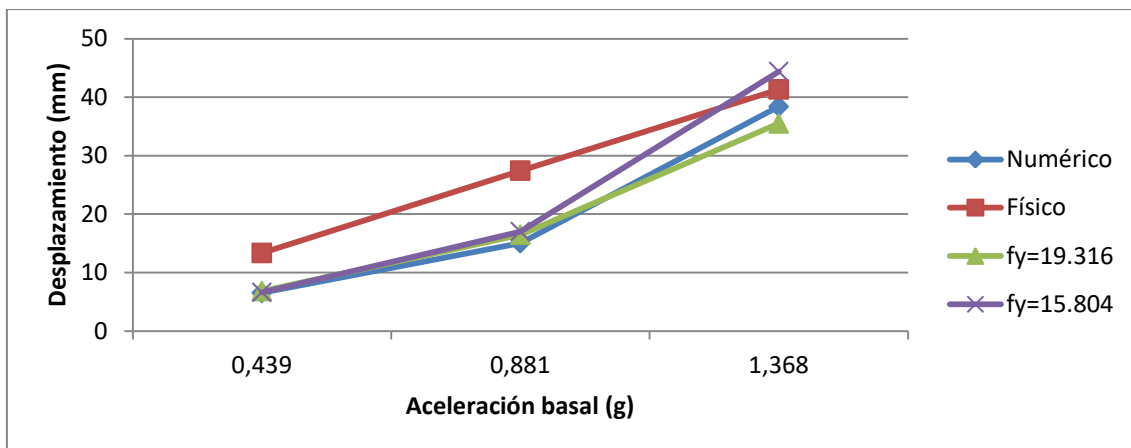
Como se puede ver en la anterior tabla, aumentar el valor del exponente de plastificación aleja la correlación numérico-experimental. Además, aunque ampliando un 10% el valor de  $f_y$  el error sea menor, viendo las dos gráficas anteriores se puede ver visualmente que ambos valores se ajustan bien al comportamiento de la estructura.

Comparación de los desplazamientos para las tres primeras tres fases



Gráfica 5.3. Comparación del desplazamiento en el techo para las tres primeras fases variando +/-10% el valor de  $f_y$  (kN).

Comparación de los desplazamiento en las tres últimas fases



Gráfica 5.4. Comparación del desplazamiento en el techo para las tres últimas fases variando +/-10% el valor de  $f_y$  (kN).

	fy=17.56kN	fy=19.316kN	fy=15.804kN	fy=17.56kN	fy=19.316kN	fy=15.804kN
er_abs(mm)	4.906	5.855	3.203	4.865	5.991	3.502
er_rel(%)	40.073	42.818	29.598	34.116	37.882	28.485
	n=20			n=2		

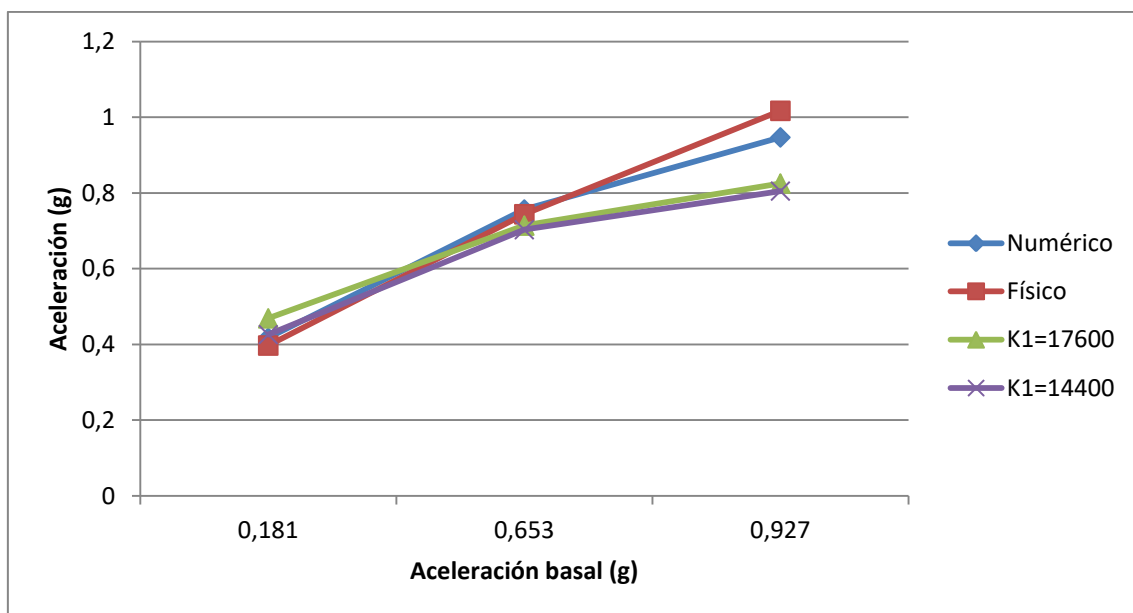
Tabla 5.2. Resumen de los errores en los desplazamientos variando +/-20%  $f_y$  y para  $n=20$  y  $n=2$ .

Ídem que en las aceleraciones, aumentar el valor del exponente de plastificación a 20, también aleja la correlación numérico-experimental. Además, aunque reduciendo un

10% el valor de  $f_y$  los errores disminuyan ligeramente, se puede ver gráficamente que no es muy significativo.

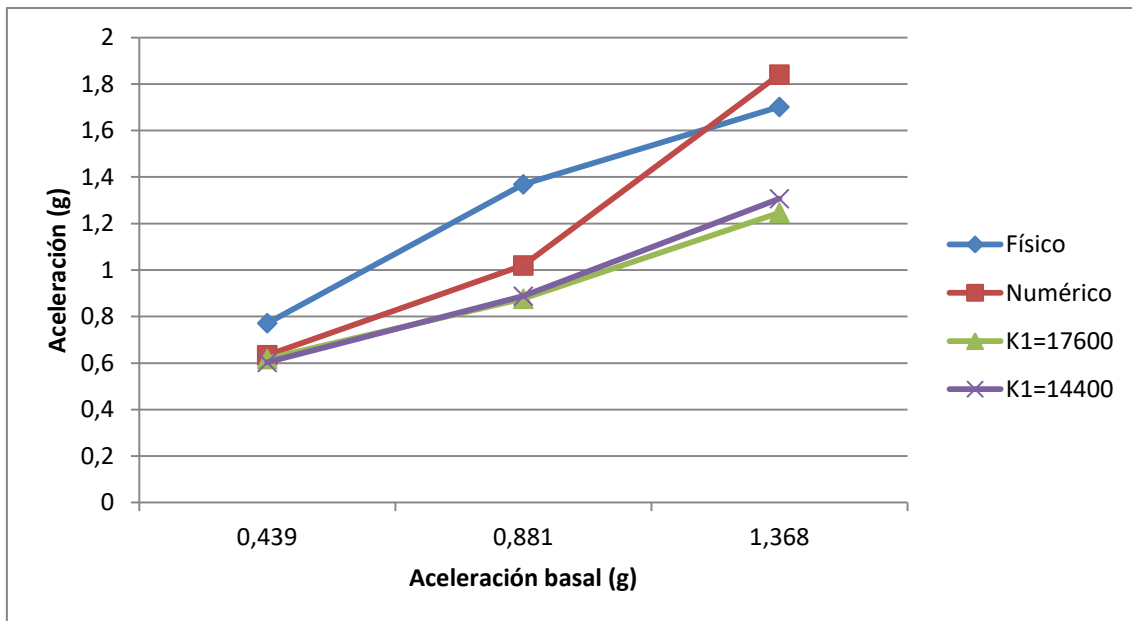
Por el mismo motivo que para el valor de  $f_y$ , es correcto pensar que el valor de  $K_1$  puede oscilar entre  $\pm 10\%$  del valor teórico. De esta forma, se han generado las siguientes gráficas comparando las aceleraciones y los desplazamientos.

Comparación de la aceleración de las tres primeras fases



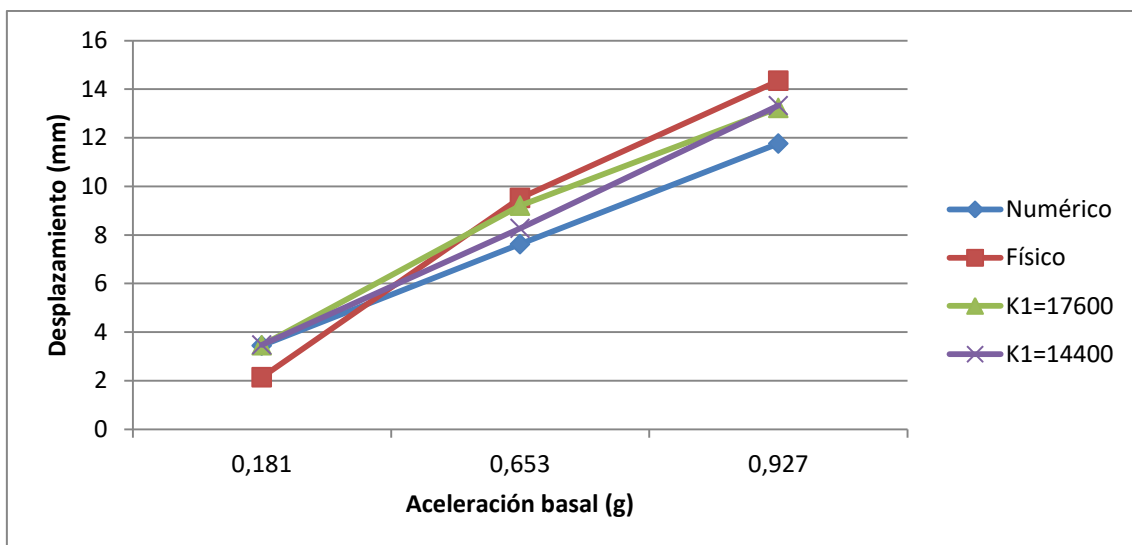
Gráfica 5.5. Comparación de las aceleraciones en las tres primeras fases variando  $\pm 10\%$   $K_1$

Comparación de la aceleración de las tres últimas fases



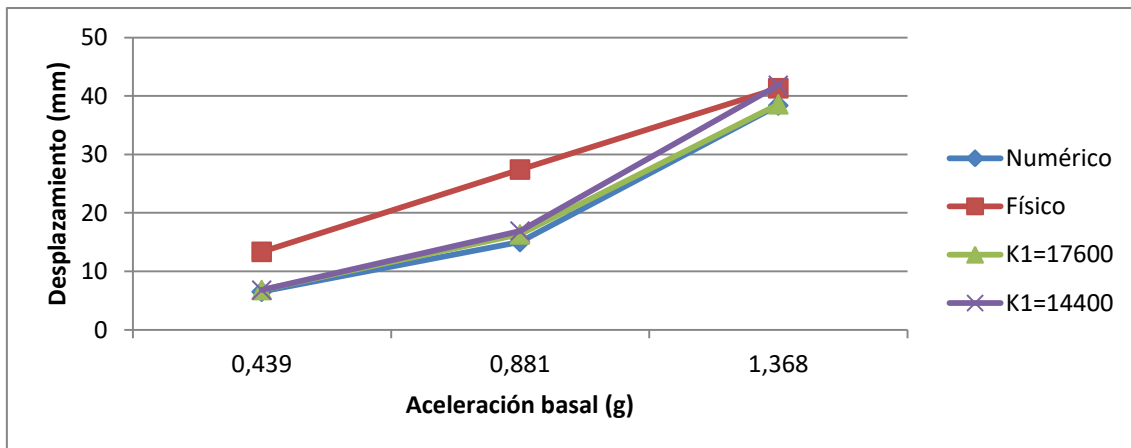
Gráfica 5.6. Comparación de las aceleraciones en las tres últimas fases variando +/-10% K1

Comparación de los desplazamientos en las tres primeras fases



Gráfica 5.7. Comparación de los desplazamientos en las tres primeras fases variando +/-10% K1

Comparación de los desplazamientos en las tres últimas fases



Gráfica 5.8. Comparación de los desplazamientos en las tres últimas fases variando +/- 10%  $K_1$

Como se puede ver en las anteriores gráficas, la variación del coeficiente  $K_1$  no ayuda a mejorar la respuesta en las aceleraciones sino que empeora la correlación numérico-experimental. Contrariamente, reduciendo un 10%  $K_1$  en la comparación de los desplazamientos sí que ajusta mejor el modelo, reduciendo significativamente el error entre los resultados del modelo numérico y el ensayo.

#### Fisuración de la estructura de hormigón

Otro parámetro a tener en cuenta es la inercia ya que en el capítulo 4 se ha supuesto que la inercia se mantenía constante a lo largo de las seis fases pero es correcto pensar que al fisurarse el hormigón a lo largo del ensayo esta variará. De esta forma, hemos supuesto que a lo largo de las tres primeras fases la inercia se mantiene igual a la inicial pero, para las tres últimas, hemos tenido en cuenta la estructura con la inercia fisurada.

En primer lugar, cabe destacar que esta inercia fisurada sólo se ha aplicado a las columnas ya que las vigas están articuladas y por tanto su flexión por sismo es nula.

En segundo lugar, para calcular la nueva inercia de las columnas se las ha considerado como vigas debido a que soportan mucho momento flector y muy poco axil ya que el peso total del modelo es de sólo 150kN, por lo que la tensión de compresión para columnas de 0.22x0.22m es de 0.77 MPa que es un valor muy bajo. Cabe destacar que no deja de ser una aproximación ya que no se considera la armadura en la parte superior de la columna.

La siguiente tabla muestra la relación entre la inercia inicial y la fisurada:

$\frac{h}{d}$	$\rho(\%) = 100A_s/bd$														
	0,3	0,5	0,7	0,9	1,1	1,3	1,5	1,7	1,9	2,1	2,3	2,5	2,7	2,9	3,1
1,05	0,18	0,28	0,37	0,44	0,52	0,59	0,65	0,71	0,77	0,82	0,87	0,92	0,96	1	1,05
1,1	0,16	0,24	0,32	0,39	0,45	0,51	0,57	0,62	0,67	0,71	0,76	0,8	0,84	0,88	0,91

Tabla 5.3. Relación entre inercia inicial y fisurada para hormigón HA30. (Bozzo, Bozzo 2003)

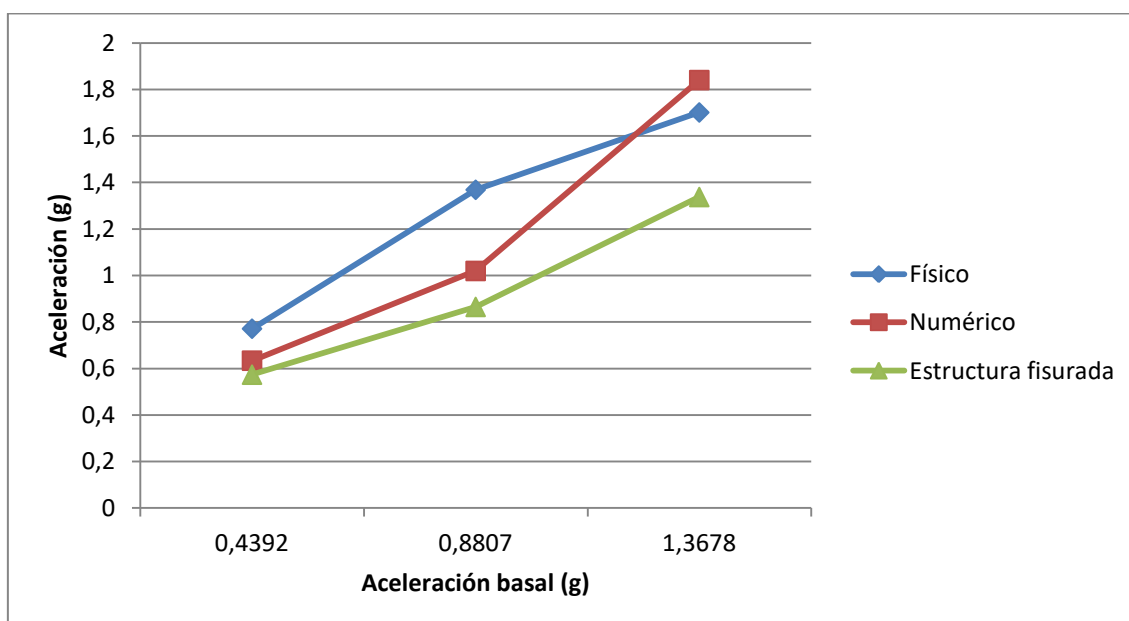
Siendo  $h$  la altura de la columna y  $d$  la distancia desde la parte superior hasta la armadura inferior. Como ya se comentó previamente,  $h=0.22\text{m}$  y tal y como se puede ver en los planos el recubrimiento es de  $3\text{cm}$  por tanto  $d=0.19\text{m}$ . Por otra parte, la área de acero ( $A_s$ ) sin tener en cuenta la armadura superior son dos barras de  $5\text{ cm}^2$  y, además, la base de la columna ( $b$ ) igual a  $0.22\text{m}$ . Substituyendo estos valores en las siguientes ecuaciones obtenemos la relación entre la inercia inicial y la fisurada.

$$\frac{h}{d} = 1.1 \quad (10)$$

$$\rho(\%) = 100 \frac{A_s}{bd} = 2.3 \quad (11)$$

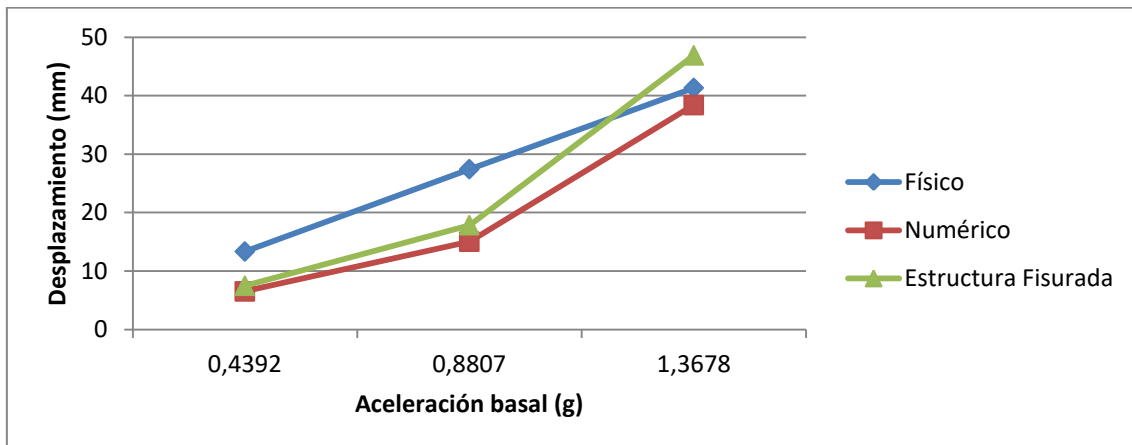
Poniendo estos dos valores en la tabla anterior, obtenemos que la relación entre la inercia inicial y la fisurada es de  $0.76$  la inicial y, con este cambio, se han obtenido los siguientes resultados:

Comparación de las aceleraciones máximas para las tres últimas fases:



Gráfica 5.9. Comparación de las aceleraciones para las tres últimas fases

Comparación de los desplazamientos máximos para las tres últimas fases:



Gráfica 5.10. Comparación de los desplazamientos para las tres últimas fases

Como podemos ver en los dos anteriores gráficos, incluir la inercia fisurada en el modelo numérico origina un mayor error en la correlación de las aceleraciones aunque una ligera mejora en desplazamientos. De esta forma podemos concluir que no es necesaria para modelar el comportamiento de la estructura.



## 6. Conclusiones

En primer lugar, se ha demostrado que para el análisis numérico de las estructuras no es necesario considerar la cimentación o, dado de hormigón, que hay en la base del modelo, sino que directamente se puede considerar unión empotrada en la base de la columna.

En segundo lugar, a lo largo de todo el ensayo y, a pesar de la fuerte discontinuidad que genera el muro desacoplado al no llegar al suelo, no se observó la formación de rótulas plásticas en ninguna parte de la estructura. Además, este hecho fue comprobado analíticamente, lo cual permite afirmar que la disipación de la energía se produjo principalmente gracias al dispositivo.

En tercer lugar, una vez realizado el análisis paramétrico, podemos concluir que para predecir el comportamiento de las estructuras que lleven instalados disipadores sería conveniente el uso de dos modelos distintos, uno para las aceleraciones y otro para los desplazamientos. Además, se ha demostrado que el exponente de plastificación es conveniente que sea igual a 2 ya que permite que el modelo de Wen se ajuste del mejor modo al comportamiento histerético del disipador. Finalmente, también ha quedado demostrado que el valor del límite elástico inicial del dispositivo ya era el adecuado para hacer el cálculo numérico de las aceleraciones o los desplazamientos.

Por un lado, se ha podido ver que las aceleraciones han quedado bien definidas con los parámetros iniciales del modelo, es decir, manteniendo el valor de la inercia, del límite elástico y la rigidez elástica. Es más, el error medio en los valores máximos de las aceleraciones es del 17%, un valor más que aceptable para predecir el comportamiento de cualquier estructura ya que en el ensayo real esta está sometida a muchos factores que influyen en su respuesta, tales como la fricción entre las uniones de las articulaciones o las tolerancias de las mismas.

Por otro lado, para generar un modelo que prediga los desplazamientos en el techo de la estructura es necesario modificar algunos parámetro de nuestro modelo inicial ya que se observó que el comportamiento de la estructura en el ensayo fue mucho más flexible que el que predijo el modelo numérico (35% más desplazamiento). Una posible solución ha sido modificar la inercia ya que la misma estructura estuvo sometida a todas las fases y, por lo tanto, era correcto pensar que la inercia ya no era la inicial sino

la fisurada. Aun así, introduciendo este cambio se ha podido ver que ha habido muy poca mejora y, por lo tanto, este parámetro no es significativo. En segundo lugar, al reducir un 10% el valor de la rigidez elástica del disipador SLB se han producido notables mejoras en la correlación numérico-experimental, reduciendo de forma considerable el error que había anteriormente entre ellas. Una posible explicación a este fenómeno es que el valor de la rigidez elástica está relacionado con la tolerancia, de tal manera que si aumenta la tolerancia este se reduce. Por lo tanto, es muy posible que la tolerancia real que hubo en la conexión del disipador aumentara por aplastamientos locales en la conexión almenada entre fases y fuera mayor a los 0.5mm supuestos para el cálculo de  $K_1$ .


A la luz de los resultado de este estudio, se recomienda que en la fase de modelización, se verifiquen las exigencias de diseño considerando una variación de +/- 10% de la rigidez y resistencia del dispositivo sísmico. Así mismo, si bien en este estudio la consideración de la rigidez fisurada de la estructura de hormigón no fue determinnante, no es posible descartar que en otros casos más generales este resultado se mantenga. Por lo tanto, como criterio general de diseño, se debe considerar la rigidez de la estructura de forma realista, es decir, se recomienda utilizar las rigideces elásticas fisuradas.

## Referencias


- Barbat, A. H. y Bozzo, Luis M. (2000). *Diseño sismorresistente de edificios – Técnicas convencionales y avanzadas*. EDITORIAL REVERTÉ, S.A. Barcelona, España.
- Barradas, J. y Ayala, A. (2014). "A displacement-based multi-level seismic design method for reinforced concrete frame structures" (Tesis de grado). Instituto de Ingeniería, Universidad Autónoma de México, Coyoacán, México.
- Bertero, V. (1992). "Lessons learned from recent catastrophic earthquakes and associated research", *Primera Conferencia Internacional Torroja*, Instituto Torroja, 1989, Madrid, España.
- Bozzo, L. y Bozzo, M. (2003). *Losas reticulares mixtas – Proyecto, análisis y dimensionamiento*. EDITORIAL REVERTÉ. S.A. Barcelona, España.
- Bozzo, L.M., Foti, D. y Lopez-Almansa, F. (1996). "Design criteria for earthquake resistant buildings with energy dissipators", *11th World Conference on Earthquake Engineering*, Acapulco, México.
- Bozzo, L. Cahís, X. Foti, D. y Torres, L. (2001). "Experimental behaviour of a new steel shear dissipator. Characterization and response in a S.D.O.F. system", *Experimental investigations on semi-active and passive systems for seismic risk mitigation, Part 2*.
- Cahís, X., Torres, LL. y Bozzo, L. (2000). "An innovative elasto-plastic energy dissipator for the structural and non-structural building protection", *Proc. 12th World Conference on Earthquake Engineering* Auckland.
- H. J. F. Diógenes, L. C. Cossolino, A. H. A. Pereira, M. K. El Debs, A. L. H. C. El Debs. (2011). "Determination of modulus of elasticity of concrete from the acoustic response". *Revista IBRACON de estruturas e materiais* vol 4, nº5.
- Hurtado, F. (2006). "Propuesta de disipador genérico "SL" para edificios y su diseño sismorresistente" (Tesis doctoral). Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, España.
- Norma Técnica de Edificación E.030 Diseño Sismorresistente. (2017). Normas Legales, Diario Oficial El Peruano, Lima, Perú.
- Norma Técnica de Edificación E.060 Diseño Sismorresistente. (2009). Normas Legales, Diario Oficial El Peruano, Lima, Perú.
- Nuzzo, I., Losanno, D., Caterino, N., Serino, G., Bozzo, L. (2017). "Experimental investigation of low cost steel shear links for seismic energy dissipation". *Journal of Engineering Structures*, under review.
- Nuzzo, I. (2018). "Use of low-damage structural systems in loss-based earthquake engineering" (Tesis doctoral). University of Naples Parthenope, Nápoles, Italia.
- Paz, M. (1992). *Dinámica estructural teoría y cálculo*. EDITORIAL REVERTÉ, S.A. Barcelona, España.
- Peldoza, E. J. (2002). "Análisis computacional no lineal de estructuras de acero, incorporando aisladores sísmicos de comportamiento lineal y no lineal" (Tesis de grado). Valdivia, Chile.
- Tsai, K. C., Chen, H. W., Hong, C. P. y Su, Y.F. (1993). "Design of steel triangular plate energy absorber for seismic-resistance construction", *Earthquake Spectra*, **9**, 505-528.
- Zhu, X. Lu, X. (2011). "Parametric identification of Boux-Wen model and its application in mild steel damper modeling" *Science direct, Procedia Engineering*, vol 14, p.318-324.

## Anexos

### Certificado del acero del dissipador



**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA**  
**Facultad de Ingeniería Civil**  
**LABORATORIO N° 1 DE ENSAYO DE MATERIALES "ING. MANUEL GONZÁLES DE LA COTERA"**

  
ABET  
Engineering  
Technology  
Accreditation  
Council

**INFORME**

**Del :** Laboratorio N°1 Ensayo de Materiales  
**A :** POSTENSA SAC  
**Obra :** EDIFICIO CEDROS  
**Ubicación :** LIMA  
**Asunto :** Ensayo de Tracción en Aceros  
**Expediente N° :** 18-0418  
**Recibo N° :** 59136  
**Fecha de emisión :** 01/02/2018

**1.0. DE LA MUESTRA :** Consistente en 02 planchas de acero.

**2.0. DEL EQUIPO :** Máquina de ensayo uniaxial, ZWICK/ROELL  
Certificado de calibración LFP-C-125-2017

**3.0. MÉTODO DEL ENSAYO :** Norma de referencia NTP 350.405:2015.  
Procedimiento interno AT-PR-10.

**4.0. RESULTADOS :** **Fecha de Ensayo: 01/02/2018**


MUESTRA	SECCIÓN TRANSVERSAL (mm)	ÁREA (mm²)	CARGA LÍMITE DE FLUENCIA (Kg)	TENSIÓN LÍMITE DE FLUENCIA (Kg/mm²)	CARGA MÁXIMA (Kg)	RESISTENCIA A LA TRACCIÓN (Kg/mm²)	DEFORMACIÓN (mm)	ELONGACIÓN FINAL (%)
PLANCHA DE ACERO -M1	19.2 x 12.5	240.0	8,800	36.7	12,862	53.7	20	33.1
PLANCHA DE ACERO -M2	19.2 x 12.4	238.1	8,500	35.7	12,522	52.6	16	30.5

**5.0. OBSERVACIONES:** 1) La información referente al muestreo, procedencia, cantidad, fecha de obtención e identificación han sido proporcionadas por el solicitante.



Hecho por : Lic. J. Basurto P.  
Técnico : A.A.G.


  
Ms. Ing. Ana Torre Carrillo  
Jefe del laboratorio


**NOTAS:**  
1) Se prohíbe la reproducción o modificación de este informe sin previa autorización del laboratorio.  
2) Este informe solo brinda resultados sobre las muestras que han sido ensayadas.



**UNI-LEM**  
La Calidad es nuestro compromiso  
Laboratorio Certificado ISO 9001

**Av. Tupac Amaru N° 210, Lima 25**  
apartado 1301 - Perú  
**(511) 381-3343**  
**(511) 481-1070 Anexo: 4058 / 4046**

**www.lem.unl.edu.pe**  
**lem@unl.edu.pe**  
**Laboratorio de Ensayo de Materiales - UNI**



68



